

ARMIERTER BETON.

1916. Dezember.

INHALT

Neue Eisenbetonbauten. Besprochen von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau (Schluß von S. 271). S. 289.
Wärmeeinfluß und Wärmebeobachtungen bei Betongewölben. Von Dr.-Ing. Hermann Schürch (Straßburg i. Els.) (Schluß von S. 279.). S. 293.
Riß- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbetonbrücken der Eisenbahndirektionsbezirke Kattowitz und Breslau. Bericht erstattet durch H. Schluckebier, Regierungsbaumeister a. D. S. 303.
Zementmörtel in Salzlösungen. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Kgl. Oberlehrer, Frankfurt a. Main. S. 307.
Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, (Dresden). S. 314.

Verschiedene Mitteilungen: Vereinigung beeidigter Sachverständiger der Provinz Brandenburg e. V. S. 317. — Irreführende falsche Angaben in einem Bewerbungsschreiben ermächtigen zur fristlosen Kündigung des Anstellungsvertrages. S. 318. — Annulierung eines Kaufvertrages, weil der deutsche Käufer nicht in belgischem Gelde zahlen konnte. S. 318. — Haftung des Industriellen für die Folgen des Unfalles eines Besichtigers seiner Anlage. S. 319. — Zahlungsverbot gegen England. „Mittelbare“ Zahlung. S. 319. — Beschlagnahme von Schiffen befreit nach Ansicht des Hanseatischen Oberlandesgerichts den Verkäufer nicht von der Lieferungspflicht nach dem Kriege. S. 319.
Bücherbesprechungen. S. 320.

NEUE EISENBETONBAUTEN.

Besprochen von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau.

(Schluß von S. 271.)

2. Die Knickfestigkeit der Schaftwandungen.

Bei der überwiegenden Anzahl der bisher ausgeführten Eisenbetontürme besteht das Trag-

lichen Überlegenheit ihre Begründung finden, sie scheint vielmehr in vielen Fällen auf eine Unsicherheit in der Beurteilung der Tragfähigkeit dünner Betonwandungen zurückzuführen zu sein.

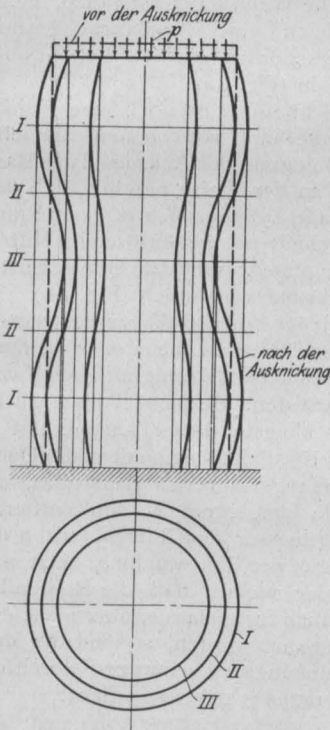


Fig. 8.

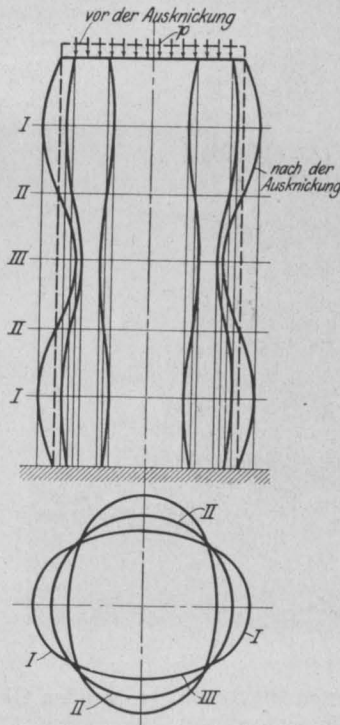


Fig. 8a.

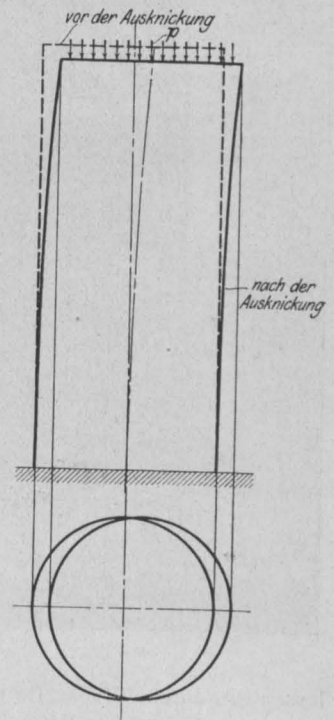


Fig. 8b.

werk nicht aus einer geschlossenen Wand, sondern aus einzelnen Stützen, welche durch Querriegel versteift werden. Die Bevorzugung des Fachwerks dürfte nicht allein in einer wirtschaft-

Sieht man zunächst von der Knickung ab, so wird man kaum behaupten können, daß der Kräfteverlauf in dem räumlichen Fachwerk leichter oder genauer als in dem biegezugsfesten Rohre

mit kreisförmigem Querschnitt zu verfolgen ist. Die meisten Untersuchungen gehen in der Wirklichkeit über eine angenäherte Berechnung der Achsialkräfte in den Stützen nicht hinaus und

wie die praktisch erforderliche Genauigkeit es überhaupt zu erstreben vermag.

Erscheint somit eine zuverlässige Darstellung der Spannungsverteilung möglich, so muß noch zur richtigen Bewertung der Konstruktion die Knickfestigkeit der Wandungen ermittelt werden. Da die diesbezüglichen Untersuchungen nur wenig bekannt sind, so dürfte es sich vielleicht lohnen, ihre Grundsätze und ihre Hauptergebnisse einer kurzen Besprechung zu unterziehen.

Bei der Ausknickung eines in Richtung seiner Achse gleichmäßig belasteten kreisförmigen Rohres sind drei Fälle zu unterscheiden.

Erfährt die Achse nur eine Verkürzung ohne jegliche Ausbiegung, so geht das Rohr in einen Umkehrkörper mit sinusförmiger Erzeugenden über: die Rohrwandung zeigt eine wellenartige Formänderung, der Querschnitt behält jedoch, trotz des veränderlichen Halbmessers, die Gestalt eines Kreisrings (Fig. 8).

Die Wand kann aber auch, wenn zugleich eine Ausbauchung des Querschnittes eintritt, Falten aufweisen (Fig. 8a).

Schließlich ist noch eine gleichzeitige und vollkommen ähnliche Ausbiegung der Achse und des Mantels in der Weise möglich, daß der gerade Zylinder sich in einen Ringabschnitt mit wellenförmiger Mittellinie ohne wesentliche Querschnittsänderung verwandelt (Fig. 8b).

Jeder dieser Verzerrungsarten entspricht eine mehr oder weniger verwickelte Mannigfaltigkeit von Laststufen. Bezeichnet man mit P_k die kleinste dieser Lasten, mit E das Elastizitätsmaß, mit m die Querdehnungsziffer des Baustoffes, mit l die Länge, mit r_0 den mittleren Halbmesser des Rohres, mit h die Stärke der Rohrwandung, setzt man ferner voraus, daß die Rohrenden seitlich festgehalten, aber nicht eingespannt werden, so sind die drei Knickungserscheinungen durch die folgenden Gleichungen*) gekennzeichnet:

*) Die Ableitung dieser Gleichungen ist in der „Technischen Elastizitätstheorie“ von Hans Lorenz ausführlich dargelegt. Besonders lesenswert sind auch die Abhandlungen von Timoschenko (Zeitschrift für Mathematik und Ph. 1910) und von R. Lorenz (Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1908 und Physikalische Zeitschrift 1911)

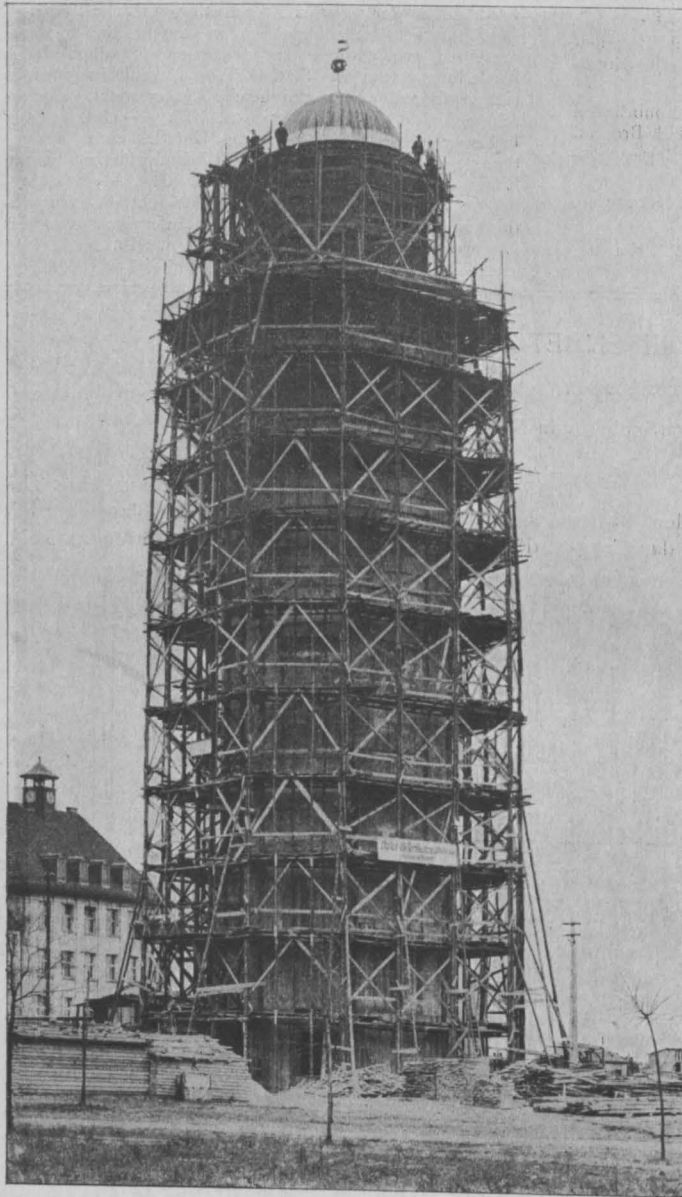


Fig. 9.

lassen die durch Windkräfte erzeugten Biegemomente völlig außer Betracht. Hingegen dürfte die Anwendung des geradlinigen Spannungsgesetzes auf den geschlossenen Rohrquerschnitt, trotz des ungünstigen Verhältnisses zwischen Rohrdurchmesser und Rohrlänge, dem Bilde der wirklichen Beanspruchungen so nahe kommen,

Fall I: Wellenartige Zusammendrückung des Mantels ohne Ausbiegung der Achse und ohne Ausbauchung des Querschnittes:

$$P_k = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} \cdot E h^2 \frac{m^2}{m^2 - 1} \dots \dots \dots (1)$$

Fall II: Wellenartige Zusammendrückung des Mantels mit Einbeulung des Rohres:

$$P_k = \frac{8}{3} \cdot \pi E \frac{h^3}{r_0} \cdot \frac{m^2}{m^2 - 1} \dots \dots \dots (2)$$

Fall III: Knickung der Rohrachse ohne Einbeulung:

$$P_k = E \pi^3 \cdot r_0 \frac{h}{l^2} \left(r_0^2 + \frac{h^2}{4} \right) = \sim E \pi^3 \cdot r_0^3 \frac{h}{l^2} \dots \dots (3)$$

Aus den beiden ersten Formeln geht hervor, daß die Knicklast der einfachen wellenartigen Zusammendrückung nur von der Wandstärke, nicht aber von der Rohrlänge abhängig ist; ebenso kommen für die Einbeulung nur Stärke und Halbmesser des Rohres in Betracht. Die eigentliche Knickung im Sinne der Eulerschen Gleichung wäre aber nur bei schlanken Rohren zu erwarten, während für kurze weite Rohre die Gefahr einer wellenartigen Ausbiegung und Faltung des Mantels in erster Linie zu befürchten ist.

Wird nun die Knicklast P_k durch den Querschnittsinhalt des Rohres

$$F = 2 \pi r_0 h$$

geteilt, so erhält man als Knickspannung im ersten Falle:

$$\sigma_k = E \cdot \frac{h}{r_0} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{m^2}{m^2 - 1} \dots \dots \dots (1a)$$

im zweiten

$$\sigma_k = E \cdot \frac{h^2}{r_0^2} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{m^2}{m^2 - 1} \dots \dots \dots (2a)$$

im dritten

$$\sigma_k = E \cdot \frac{\pi^2}{2} \cdot \frac{r_0^2}{l^2} \dots \dots \dots (3a)$$

Aus der Formänderungslinie des Betons läßt sich andererseits zwischen dem Elastizitätsmaß E , der Prismenfestigkeit k_b und der Spannung σ die von W. Ritter nachgewiesene Beziehung

$$E = 1000 (k_b - \sigma)$$

ableiten. Wird dieser Wert in die Gleichung der Knickspannung eingeführt und der äußerst geringe Einfluß der Querdehnung vernachlässigt, so ergibt sich der Reihe nach

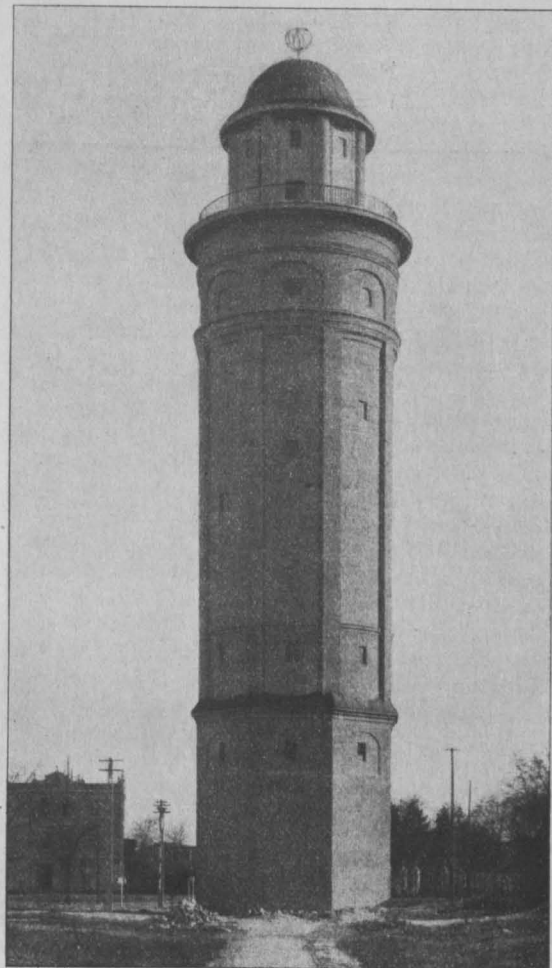


Fig. 10.

für den ersten Fall:

$$\sigma_k = \frac{k_b}{1 + 0,001422 \cdot \frac{r_0}{h}} \dots \dots (1b)$$

für den zweiten:

$$\sigma_k = \frac{k_b}{1 + 0,00075 \cdot \left(\frac{r_0}{h} \right)^2} \dots \dots (2b)$$

für den dritten:

$$k_b = \frac{k_b}{1 + 0,000203 \cdot \left(\frac{1}{r_0} \right)^2} \dots \dots (3b)$$

Die Anwendung dieser Formeln auf den Carl-
lowitzer Wasserturm liefert unter Zugrundelegung
der Zahlen

$$k_b = 240 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h = 15 \text{ cm},$$

$$r_0 = 517,5 \text{ „}$$

$$l = 1460 \text{ „},$$

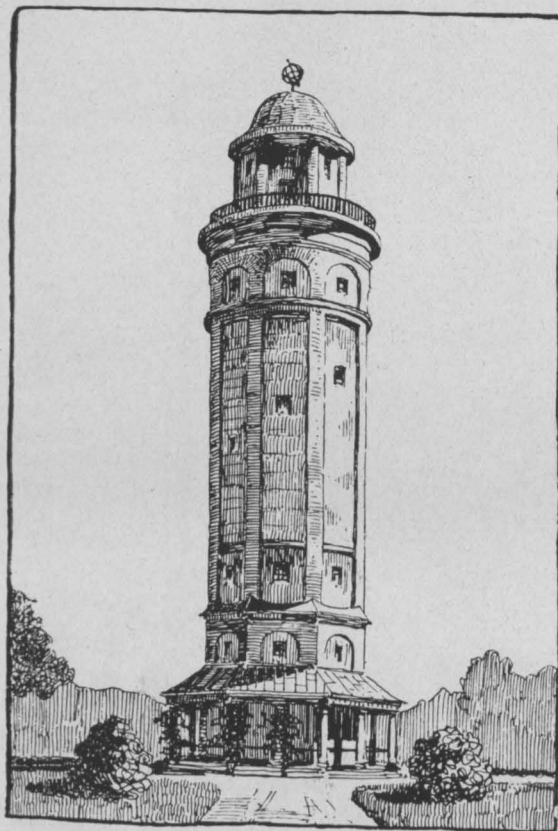


Fig. 11.

die Knickspannungen:

$$\sigma_k^{(1)} = \frac{240}{1 + 0,001422 \cdot \frac{517,5}{15}} = 229 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_k^{(2)} = \frac{240}{1 + 0,00075 \left(\frac{517,5}{15}\right)^2} = 126,7 \text{ „},$$

$$\sigma_k^{(3)} = \frac{240}{1 + 0,000203 \cdot \left(\frac{1460}{517,5}\right)^2} = 239 \text{ „}.$$

Der Vergleich dieser Zahlen zeigt, daß in

erster Linie die Gefahr einer Einbeulung der
Schaftwandungen vorliegt, während eine einheit-
liche Ausbiegung des ganzen Turmes, erst wenn
die Bruchfestigkeit des Baustoffes erreicht ist, zu
erwarten wäre.

Da die Beanspruchung der Wandung an der
Übergangsstelle zwischen Schaft und Sockel bei
achsialer Belastung $14,3 \text{ kg/cm}^2$ beträgt, so ist
rechnerisch eine $\frac{126,7}{14,3} = 8,85$ -fache Sicherheit

gegen Einbeulung vorhanden. Die wirkliche
Sicherheit dürfte, wenn man die aussteifende
Wirkung der breiten Pfeilervorlagen in Betracht
zieht, noch höher sein und somit als vollkommen
ausreichend erachtet werden.

§ 3. Die Ausführung.

Der Bau des Turmes, durch den Kriegaus-
bruch zunächst verzögert, mußte in verhältnis-
mäßig kurzer Zeit fertiggestellt werden. Die
Ausführung der Rohbauarbeiten dauerte von An-
fang Oktober 1914 bis Ende Januar 1915. Für
die Steinmetzarbeiten waren noch 6 Wochen, für
den inneren Ausbau ohne die Aufstellung des
eisernen Behälters weitere 4 Wochen erforderlich.

Um trotz der ungünstigen Jahreszeit und trotz
der durch den Krieg bereiteten Schwierigkeiten
die kurze Herstellungsfrist innehalten zu können,
wurden zur Vereinfachung des Bauvorganges
zwei Holzgerüste benutzt: das innere, in der gan-
zen Turmhöhe abgebunden, diente als Arbeits-
bühne für die Flecht- und Betonierungsarbeiten,
das äußere, als einfaches Stangengerüst ausge-
bildet, wurde für die Aufstellung und Beseitigung
der äußeren Schalungen und vor allem für die
Steinmetzarbeiten gebraucht.

Die Turmwandungen sind entweder, wie beim
Schaft, in der ganzen Stärke, oder nur an den
Außenflächen in Vorsatzbeton unter Verwendung
von Granitgrus und Melaphyrschotter aus schlesi-
schen Steinbrüchen hergestellt. Für die Einschal-
lung der reich profilierten Gesimse wurden fertige
Gipsformen verwendet. Die Ansichtsflächen sind
teils scharriert, teils grob gespitzt.

Die Fig. 9 und 10 zeigen den Turm vor der
Ausrüstung und nach Beendigung der Bauarbeiten.
Die für eine spätere Zeit vorgesehene Erweiterung
des Turmsockels durch Anlage eines achteckigen
Vorbaues ist in Fig. 11, nach einer Federzeichnung
des Herrn Architekten E. Grau, veranschaulicht.
Die glückliche Wahl der Größenverhältnisse, die
feine Gliederung des Schaftes und besonders die
schöne Ausbildung des Turmkopfes, die ruhige
und vornehme Wirkung der äußeren Gestaltung,
alle diese Vorzüge heben den Wert dieses kleinen
Bauwerkes über die ausschließliche Bedeutung
seines örtlichen Zweckes.

WÄRMEEINFLUSS UND WÄRMEBEOBACHTUNGEN BEI BETONGEWÖLBEN.

Von Dr.-Ing. Hermann Schürch (Straßburg i. Els.).

(Schluß von S. 279.)

Wenn wir die sämtlichen Ergebnisse, die sich aus den Beobachtungen in Langwies gewinnen lassen, zusammenfassen, so sehen wir, daß sich bei diesen Messungen am Bauwerk im Freien ein bestimmtes mathematisches Gesetz über die Geschwindigkeit des Eindringens des Wärmestromes in den Betonkörper und über das Verhältnis der Körperwärme zur äußeren Luftwärme, oder über das Verhältnis der mittleren Körperwärme zur mittleren Luftwärme, nicht feststellen läßt, bei Messungen im Freien nie feststellen lassen wird, weil es vor allem nicht möglich ist, die sämtlichen äußeren Einflüsse genau und erschöpfend zu messen.

Diese Einflüsse sind durch die gemessenen Äußerstwerte der Luftwärme allein nicht genügend erfaßt, sondern bestehen in den gesamten Klima- und Witterungsverhältnissen. Insbesondere ist zu beachten:

1. Die Wärme der äußeren Körperpunkte ist nicht nur durch die Luftwärme bedingt, sondern wird auch durch die Niederschläge (Regen, Schnee, Tau, Reif) und die Verdunstung, sowie durch die herrschenden Winde beeinflusst; wenn auch diese Wirkungen auf die inneren Körperpunkte weniger zur Geltung kommen, so ist doch die mittlere Körperwärme um so mehr von ihnen abhängig, je größer der Umfang des Körpers im Verhältnis zur Querschnittsfläche, bzw. je mehr seines Umfanges diesen Einflüssen ausgesetzt ist.

Beim Langwieser Bauwerk müssen sich also diese Einflüsse verhältnismäßig stark geltend gemacht haben, besonders solange die Fahrbahnplatte noch fehlte, die gegen dieselben, wenn auch nur wenig, so doch etwas Schutz bot. Daher zeigen sich im Vergleich mit anderweitigen Beobachtungen die Temperaturdiagramme von Langwies — auch für die inneren Körperpunkte und selbst bei vollständig fehlender Bestrahlung, gleichbleibender mittlerer Luftwärme und gleicher Tagesschwankung der Luftwärme — verhältnismäßig stark gezackt.

2. Auch die „mittlere Luftwärme“ ist noch kein sicherer Maßstab, ihre Kurvenfläche keine genaue „Einflußfläche“ für die gesamte Wärmezufuhr, wenn das Mittel nur aus den extremen Temperaturen gewonnen wird, statt aus vielen — mindestens stündlichen — Einzelablesungen. Je größer die tägliche Wärmeschwankung ist, und je rascher die Wärmewechsel eintreten können, um so weniger wird die gesamte Wärmezufuhr der „mittleren Wärme“ entsprechen. (Vgl. auch den Unterschied zwischen „unperiodischer

täglicher Wärmeschwankung“ (Amplitude) und „periodischer“.) Beide Umstände waren aber in Langwies vorhanden: eine verhältnismäßig große Schwankung und rasche Wechsel.

3. Die „mittlere Luftwärme“ wird durch Messung der Lufttemperaturen im Schatten erhalten. Da nun aber der Körper nicht nur durch die Wärme der umgebenden Luft beeinflusst wird, sondern auch durch die Insolation (Sonnenwirkung oder Bestrahlung) d. h. da der Körper nicht nur Leitungswärme, sondern auch Strahlungswärme empfängt, so müßte man offenbar, um einen Anhaltspunkt für den Einfluß der letzteren zu erhalten, nicht nur, wie üblich, die Lufttemperaturen im Schatten, sondern auch diejenigen in der Sonne messen.

Gerade in den alpinen Hochtälern ist bei vorwiegend heiterem Himmel die Insolation außerordentlich kräftig und infolgedessen im Winter der Unterschied zwischen Sonnen- und Schattentemperatur sehr bedeutend. In Davos, Arosa, Meran, Engadin kann es in den Wintermonaten vorkommen, daß die Lufttemperatur im Schatten den ganzen Tag nicht über -10° steigt, während das Thermometer in der Sonne bereits morgens 9 Uhr $+25^{\circ}$, und gegen 2 Uhr nachmittags $+35$ bis 40° zeigt. Diese auffallende Erscheinung wird natürlich bei Schnee noch durch die Rückstrahlung des letzteren begünstigt.

Aber auch im Sommer ist der Unterschied zwischen Sonnen- und Schattentemperatur im Gebirge bedeutender als in der Ebene. Er beträgt nach H. Hofmann im Juli und August in den Alpen $16,40^{\circ}$, in Mitteleuropa dagegen (an den gleichen Tagen gemessen) nur $4,9^{\circ}$. Im Gebirge ist die Luft trockener, während im Tiefland der größere Dampfgehalt, die größere Dichtigkeit und die Trübung der untersten Luftschichten einen beträchtlichen Teil der eingestrahnten Sonnenwärme absorbieren.

4. Endlich ist noch zu berücksichtigen, daß bei einem so großen Bauwerk im Freien, wo die einzelnen Beobachtungspunkte teilweise weit auseinander gelegen sind und auch sehr verschiedene Höhenlage in einem tief eingeschnittenen Tal haben, auch die Exposition, d. h. das Bestrahlungsverhältnis, während einer sehr langen Beobachtungszeit wegen des Wechsels der Sonnenstellung sehr verschieden ist. (Unterschied in der Wärme zwischen den beiden Kämpfern.)

Da gerade in Langwies alle diese Nebeneinflüsse sehr groß sind, und gleichzeitig der beobachtete Betonkörper infolge seiner Querschnittsform denselben in sehr ungünstiger Weise aus-

gesetzt war, so haben wir es offenbar bei diesen Versuchen mit **utrienten, übertriebenen Verhältnissen** zu tun, wie sie sonst im allgemeinen so ungünstig nicht vorkommen. Diese Tatsache wird man für die aus den Versuchen für die Praxis zu ziehenden Schlüsse nicht außer acht lassen dürfen.

Bei den vorliegenden Verhältnissen ergibt sich ohne weiteres, daß die Geschwindigkeit des Eindringens der Wärme in den Betonquerschnitt verhältnismäßig groß sein wird, somit

- a) die täglichen Schwankungen der Wärme in den einzelnen Körperpunkten verhältnismäßig groß,
- b) die Phasenverschiebungen in den einzelnen Beobachtungspunkten gegenüber denjenigen der Luftwärme verhältnismäßig klein und
- c) die hier verhältnismäßig großen Amplituden (Ordinaten) der Körperwärmewelle wegen der Nebeneinflüsse nicht ohne weiteres vergleichbar mit denjenigen der Luftwärmewelle sein werden.

Ähnliche Folgerungen wie vorstehend über **den täglichen Verlauf** der Wärme in den einzelnen Punkten lassen sich bei den vorliegenden Verhältnissen von vornherein auch aufstellen über **den Gang des täglichen Mittels der Wärme** in den einzelnen Punkten (Mittel der 3 Ablesungen: morgens, mittags und abends): Dessen jährliche Schwankungen werden verhältnismäßig auch ziemlich groß, die Phasenverschiebungen ziemlich klein sein.

Über beide — täglicher Verlauf der Wärme und Gang des täglichen Wärmemittels — lassen sich nun aus den Versuchen von Langwies für die verschieden tief eingebetteten Punkte, wenn auch keine mathematischen Gesetzmäßigkeiten, so doch folgende empirischen Feststellungen gewinnen:

(Im folgenden sei unter „mittlerer Luftwärme“ stets das Tagesmittel der Schattentemperaturen, bezw. das Mittel von deren extremen Werten verstanden.)

- I. Die Temperaturschwankungen der Außenluft dringen nur gedämpft und nur bis zu einer geringen Tiefe in den Beton ein: Bei der im jährlichen Mittel $10-11^{\circ}$ C. betragenden Tagesschwankung der Luftwärme beträgt die entsprechende Schwankung der Betonwärme (ohne Strahlungseinfluß)

- a) in 30 cm Tiefe nur noch $\frac{1}{2}^{\circ}$ (Therm. 6 und 5, letzteres kleiner),
in 50 cm Tiefe nur noch $\frac{1}{4}^{\circ}$ (Therm. 3, 8, 4, 9),

in 70 cm Tiefe nur noch $\frac{1}{10}-\frac{2}{10}^{\circ}$ (innere Kämpfertherm.),
steigert sich aber unter dem Einfluß der Bestrahlung

- b) bei 30 cm Tiefe von oben auf 1° (Therm. 6) bzw. 2° (Therm. 1),
bei 30 cm Tiefe von der Seite auf $2\frac{1}{2}-3^{\circ}$ (Therm. 10),
bei 50 cm Tiefe von oben auf $\frac{1}{2}^{\circ}$ (Therm. 2, 7).

Bei der im Sommer sich auf 17° steigern den täglichen Luftwärmeschwankung erhöhen sich die Werte unter a):

- c) in 30 cm Tiefe auf etwa 1° ,
in 50 cm Tiefe auf $\frac{1}{2}^{\circ}$,
in 70 cm Tiefe auf $<\frac{1}{4}^{\circ}$,

wobei jedoch bei dem seitlich äußersten Thermometer (Nr. 10, 30 cm Tiefe von der Seite) der Ausschlag unter dem Einfluß der Insolation bis auf $4\frac{1}{2}^{\circ}$ C. steigen kann.

Es kann ohne weiteres angenommen werden, daß bei massigeren Betonkörpern, als dem in Langwies beobachteten, der Einfluß der Schwankung der äußeren Luftwärme noch mehr gedämpft werden wird. Selbstverständlich wird sich bei solchen massigeren Körpern auch der Einfluß der Strahlung mildern, besonders, wenn ohnehin die Insolation infolge der klimatischen Verhältnisse weniger kräftig als im vorliegenden Falle ist.

Unter diesem Vorbehalt stimmen die obigen Ergebnisse ziemlich gut mit den seither bekannt gewordenen Messungen beim Bau des Arrowrock-Staudammes bei Boise, Idaho (Vereinigte Staaten von Nordamerika) überein, wo ermittelt wurde:

bei 25° C. Luftwärmeschwankung, eine Wärmeschwankung im Beton

in etwa 30 cm Tiefe von 1° C.,

„ „ 60 „ „ „ $\frac{1}{2}^{\circ}$ „ „ „

„ „ 1,00 m „ nicht mehr feststellbar.

Die Beobachtungen von Langwies finden auch eine indirekte Bestätigung in der bekannten Tatsache, daß die Temperaturschwankungen der Oberfläche nur wenig in die Gesteinshülle der Erde eindringen, und daß schon in einer Tiefe von 1,0 m (nach andern Beobachtern in einer Tiefe von 1,30 m) die tägliche Schwankung nicht mehr fühlbar ist. (In einer Tiefe von 15 bis 16 m ist auch der Unterschied der jährlichen Extreme nur noch $0,1^{\circ}$ C., und in 25 m Tiefe läßt sich ein solcher überhaupt nicht mehr feststellen.)

- II. Da für die Messung der Betonwärme weder Maximal- und Minimalthermometer, noch selbstschreibende Thermometer verwendet

wurden, so läßt sich die Zeit des Höchst- und Tiefstandes nicht genau bestimmen. Regelmäßig war jedoch bei den Thermometern von 30 cm Tiefe die Abendablesung (Ab. 7 h) die höchste, während umgekehrt bei den Thermometern von 70 cm Tiefe die Morgenablesung (Morg. 7 h) den höchsten Stand ergab. Während also der tägliche Höchstwert der Wärme bei den Thermometern mit geringer Eintauchtiefe mindestens mehrere Stunden nach der höchsten Lufttemperatur (Nachmittags 2 h) eintrat, dürfte die Verzögerung bei den größeren Tiefen schon bis 17 Stunden erreicht haben.

- III. Wenn auch die inneren Punkte geringere tägliche Wärmeschwankungen aufweisen, so folgt ihre mittlere Wärme (Mittel der drei Ablesungen Morgen, Mittag, Abend) doch ähnlich, wenn auch langsamer, wie die der äußeren Punkte, der Bewegung des Tagesmittels der Luft: Steigt oder fällt das Luftmittel, so steigt oder fällt auch die mittlere Betonwärme

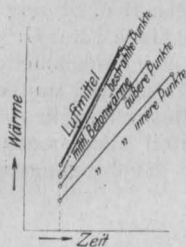


Fig. 11.

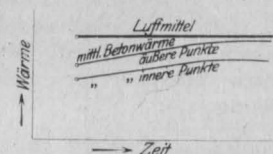


Fig. 12.

bleibt das Luftmittel konstant, so sucht sich ihm die Betonwärme zu nähern, und zwar jeweils um so rascher, je weniger tief der betreffende Punkt liegt (s. Fig. 11 und 12).

Die maximalen Ausschläge der mittleren Betonwärme sind wieder gegenüber denjenigen der mittleren Luftwärme zeitlich verschoben, und zwar sind diese Verschiebungen im allgemeinen um so größer, je größer die Ausschläge sind und je länger sie anhalten. Bei 30 cm beträgt diese Verschiebung $1\frac{1}{4}$ bis $1\frac{1}{2}$ Tag und erreicht bei 50 cm Tiefe bis 2 Tage und bei 70 cm Tiefe bis 3 Tage.

(Daß diese Verschiebungsfristen in Langwies geringer waren, als beispielsweise bei der Walnut-Lane-Brücke, wo sie etwa 14 Tage, und als bei der Brooklyn-Avenue-Brücke in Los Angeles, wo sie etwa 8 Tage betrugen, ist, abgesehen von klimatischen Wirkungen, ohne weiteres erklärlich, wenn man berücksichtigt, daß der Querschnitt bei der ersten viel massiger (etwa $3\frac{1}{2}$ —4 mal so groß) als in Langwies war, während bei der letzteren sich die Wirkung der sehr stark dämpfenden Überschlüttung über dem Kämpfer, wo die Messungen erfolgten, geltend machen mußte.)

Zeichnet man die Kurve der mittleren täglichen Luftwärme und diejenige der mittleren täglichen Betonwärme, so erhält man zwei ähnlich aussehende (nicht: geometrisch-ähnliche) Wellen, von welchen diejenige für die Betonwärme flacher und gegenüber derjenigen für die Luftwärme verschoben, und zwar um so flacher und um so mehr verschoben ist, je tiefer der betreffende Punkt im Körper liegt (s. Fig. 13).

Bei starkem Steigen oder Fallen des Luftmittels (also besonders bei bedecktem Himmel, oder bei Niederschlägen) kann die Änderung der Betonwärme in 24 Stunden bedeutend größer, als deren tägliche Schwankung unter dem Einfluß der Tagesschwankung der Luftwärme werden, und bei den äußeren Punkten (30 cm) bis 7° C. und noch mehr betragen.

- IV. Bei den der Bestrahlung nicht zugänglichen Punkten erreichen die Amplituden dieser Welle der mittleren Betonwärme nie die Größe der Amplituden der mittleren Luftwärme; der Beton ist also bei warmem Wetter stets kühler, bei kaltem stets wärmer als die Luft. Zu Zeiten starker Insolation kann aber bei den der Bestrahlung zugänglichen Punkten der Beton erheblich wärmer als das Luftmittel werden (äußere Scheitelpunkte im Sommer).

- V. Der Einfluß der Bestrahlung ergibt sich daraus, daß die sonnenseitige Bogenrippe noch in allen Punkten der lotrechten Querschnittsachse stets $\frac{1}{2}$ — 5° wärmer ist, als die schattenseitige. Die Bestrahlung von der Seite ist viel wirksamer als die von oben. Die täglichen Ausschläge infolge der Bestrahlung sind aber schon in 50 cm Tiefe von der Seite sehr klein, in 70 cm Tiefe nicht mehr meßbar, und in 1 m Tiefe nicht mehr vorhanden, denn dieser Punkt ist nicht mehr wärmer als der entsprechende der schattenseitigen Rippe.

Diese Feststellungen über die Wirkungen der äußeren Wärmeeinflüsse auf Verlauf und Verteilung der Wärme im Querschnitt des Betons sind jedoch für den entwerfenden Ingenieur nur mittelbar von Belang, wogegen für ihn die Kenntnis der durch die äußeren Einflüsse bedingten **Größtschwankungen der Betonwärme**, — sowohl derjenigen der Wärme in den einzelnen Punkten wie derjenigen der mittleren Wärme des Gesamtquerschnitts — von größter Bedeutung ist.

Zur Ermittlung dieser Schwankungen sind nun in den Tabellen I—III (S. 297—299) die innerhalb der Gesamtdauer der Versuche von etwas mehr als einem Jahre gemessenen Äußerstwerte der

Wärme in den 30 Beobachtungspunkten zusammengestellt und in Vergleich gesetzt mit der Größtschwankung der Luftwärme in dieser Zeit. Die niedrigste vorgekommene Luftwärme wurde zu -17°C. (bei den seither noch fortgesetzten Beobachtungen wurde am 20. Januar 1915 ein noch niedrigerer Wert von -19° festgestellt), die höchste zu $+24^{\circ}\text{C.}$ ermittelt, so daß die Schwankung den äußersten Wert von 41°C. erreicht, während das Tagesmittel der Luftwärme allerdings nur von -13° bis $+17,5^{\circ}\text{C.}$, also um $30,5^{\circ}\text{C.}$ schwankte. Demgegenüber betrugen die äußersten gemessenen Wärmewerte im Beton

Jahresschwankung des Tagesmittels der Luftwärme.

Die Jahresschwankung im Beton nimmt aber mit zunehmender Eindringungstiefe ab, und zwar (Fig. 14) — ähnlich wie die tägliche Wärme — stärker, als die Tiefe zunimmt. Der Mindestwert von $24,8^{\circ}\text{C.}$ oder $60,5\%$ der größten Luftwärmeschwankung gilt für einen der Bestrahlung nicht zugänglichen inneren Punkt des einen Kämpferquerschnitts, während einzelne besonders ungünstig gelegene und namentlich der seitlichen Bestrahlung ausgesetzte äußere Punkte der beobachteten Kämpferquerschnitte eine größte Wärmeschwankung von $31,6^{\circ}\text{C.}$ bzw. $32,5^{\circ}\text{C.}$ oder $77,1\%$ bzw. $79,3\%$ der größten Luftwärmeschwankung, also nahezu den von Gehler bei seinem Versuchsbauwerk von 20 cm Stärke ermittelten Wert von 80% erreichen.

Die Tabellen II u. III zeigen, in welchem Maße die Größtschwankung mit zunehmender Eintauchtiefe abnimmt, und wie sie von den Bestrahlungsverhältnissen abhängig ist. Als Mittel aller beobachteten Thermometer gleicher Eindringungstiefe beträgt sie:

in 30 cm Tiefe:	$28,20^{\circ}\text{C.}$,
50 "	$27,66^{\circ}\text{C.}$,
70 "	$26,24^{\circ}\text{C.}$

Bei massigerem und weniger exponiertem Querschnitt wäre zweifellos auch die Jahresschwankung geringer, obwohl diese Ergebnisse zu zeigen scheinen, daß die Abnahme der Jahresschwankung bei zunehmender Querschnittsfläche bisher meist überschätzt wurde. Für die Berechnung des Gewölbes handelt es sich nun aber um die mittlere Gewölbetemperatur, wenn unter derselben nach Gilbrin*) verstanden wird „jene Temperatur, welche imstande ist, die verschiedenen mittleren Temperaturen aller zur Gewölbachse parallelen Gewölbestreifen in ihrer Gesamtwirkung auf die Formänderung des Gewölbes genau genug zu ersetzen“. Da Tabelle I die Höchst- und Niedrigstwerte in allen beobachteten Punkten enthält, so wird das Mittel aller Höchstwerte, weil diese nie gleichzeitig überall eintreten, jedenfalls höher sein, als die maximale mittlere Wärme des beobachteten Gewölbekerns (ohne die äußere, nicht beobachtete Schale bis 30 cm Tiefe) und entsprechend das Mittel aller Niedrigstwerte niedriger, als die minimale mittlere

*) Dr.-Ing. Gilbrin: „Störungen des normalen Zustandes in Brückengewölben“. Berlin 1913. Wilhelm Ernst & Sohn.

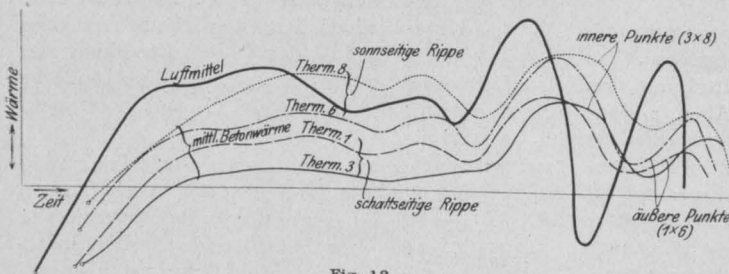


Fig. 13.

Mitte Januar—Mitte Februar 1914.

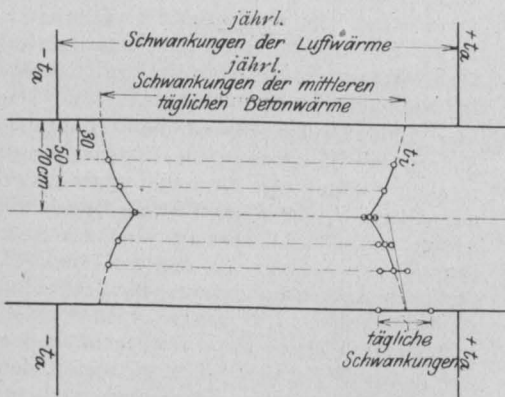


Fig. 14.

— $10,2$ und $+22,7^{\circ}\text{C.}$ (intolge von Bestrahlung), würden also einen Spielraum von $32,9^{\circ}\text{C.}$ umfassen. Da jedoch diese Grenzwerte nicht in gleichen Punkten eintreten, kann diese Schwankung hier nicht in Betracht kommen. Dagegen ersehen wir aus Tabelle I, daß für einen und denselben Punkt die Schwankungsgröße je nach der Lage des Punktes sehr verschieden ist und $24,8^{\circ}\text{C.}$ bis $32,5^{\circ}\text{C.}$ beträgt oder $60,5\%$ bis $79,3\%$ der Schwankung der Luftwärme.

Unter so ungünstigen Verhältnissen, wie sie in Langwies vorlagen, und bei einem so exponierten Querschnitt, erreicht also die Jahresschwankung der Betonwärme in einzelnen Punkten, trotzdem sie 30 cm von der Außenkante entfernt sind, mindestens die Größe der

Wärme dieses Kerns. Da aber die äußere Schale die mittlere Gewölbewärme im Sinne größerer Ausschläge (stärkere Bestrahlung, größere Abkühlung) beeinflussen würde, so können wir andererseits genau genug die Gesamtmittel aller Werte in Tabelle I als Grenzwerte der mittleren Gewölbewärme innerhalb der Beobachtungszeit betrachten. Diese Grenzwerte sind $+18,83^{\circ}$ und $-8,47^{\circ}$, so daß die Schwankung $27,3^{\circ} = 66,59\%$ der größten Luftwärmeschwankung beträgt. Berücksichtigt man nun, daß im Laufe längerer Perioden noch höhere und niedrigere Werte der Luftwärme vorkommen können, als während des Beobachtungsjahres, daß die Schwankung der Luftwärme von 41° C. sehr wohl noch auf 45 bis 50° steigen kann*), so ergibt sich, daß trotz des verhältnismäßig geringen Einflusses der kurz dauernden extremen Lufttemperaturen, die Schwankung der mittleren Gewölbewärme wohl nahezu 30° C., wie für die Rechnung vorausgesetzt, erreichen kann.

Das gleiche Ergebnis liefert die Betrachtung der Scheitelbewegung: Die Instrumentablesungen für die Höhe der Scheitelmarke betragen:

Nach Gewölbeschuß am
18. November 1913

49,8 mm;

Stand am 15. Februar 1914 . . . 60,6 "

Stand nach Absenkung des Gerüstes am 24. Juni

1914 54,2 " ;

*) Am 20. Januar 1915 wurde in Langwies eine Temperatur von -19° C., also 2° niedriger, als die niedrigste im Beobachtungsjahr gemessen! Gemäß den Veröffentlichungen der Schweizerischen Meteorologischen Zentralanstalt betragen die absoluten Maxima und Minima der Luftwärme beispielsweise für Zürich:

Tabelle I.
Größte Wärmeschwankungen innerhalb der ganzen Beobachtungszeit
von Oktober 1913 bis November 1914.

		Luft im Schatten	Max. + 24°	Min. — 17°	Diff. ° 41	Diff. % 100		
Scheitel	plessuraufwärts	Beton-Wärmemesser 1	18,6	— 9,5	28,1	68,5	Mittel = 68,07 %	
		" " 2	18,2	— 9,3	27,5	67,1		
		" " 3	18,4	— 9,1	27,5	67,1		
		" " 4	17,8	— 9,3	27,1	66,1		
		" " 5	18,3	— 9,5	27,8	67,8		
	Mittel 1—5		18,26	— 9,34	27,60	67,32		
	plessuraufwärts	Beton-Wärmemesser 6	19,6	— 8,5	28,1	68,5		
		" " 7	20,—	— 8,2	28,2	68,8		
		" " 8	20,3	— 7,7	28,—	68,3		
		" " 9	20,1	— 7,6	27,7	67,5		
		" " 10	21,6	— 7,5	29,1	71,—		
Mittel 6—10		20,32	— 7,90	28,22	68,82			
Kämpfer Arosa	plessuraufwärts	Beton-Wärmemesser 11	16,5	— 8,8	25,3	61,7	Mittel = 64,68 %	
		" " 12	16,3	— 8,5	24,8	60,5		
		" " 13	16,7	— 8,4	25,1	61,2		
		" " 14	17,—	— 8,5	25,5	62,2		
		" " 15	18,6	— 10,2	28,8	70,2		
	Mittel 11—15		17,02	— 8,88	25,90	63,16		
	plessuraufwärts	Beton-Wärmemesser 16	17,5	— 8,4	25,9	63,2		
		" " 17	18,8	— 7,7	26,5	64,6		
		" " 18	19,—	— 7,—	26,—	63,4		
		" " 19	18,9	— 6,8	25,7	62,7		
		" " 20	21,8	— 9,8	31,6	77,1		
Mittel 16—20		19,20	— 7,94	27,14	66,20			
Kämpfer Langwies	plessuraufwärts	Beton-Wärmemesser 21	17,3	— 9,—	26,3	64,1	Mittel = 67,04 %	
		" " 22	18,8	— 9,—	27,8	68,—		
		" " 23	17,7	— 8,6	26,3	64,1		
		" " 24	17,9	— 9,—	26,9	65,6		
		" " 25	18,2	— 10,2	28,4	69,2		
	Mittel 21—25		17,98	— 9,16	27,14	66,20		
	plessuraufwärts	Beton-Wärmemesser 26	18,5	— 8,—	26,5	64,6		
		" " 27	20,—	— 6,5	26,5	64,6		
		" " 28	20,1	— 6,4	26,5	64,6		
		" " 29	19,8	— 7,4	27,2	66,3		
		" " 30	22,7	— 9,8	32,5	79,3		
Mittel 26—30		20,22	— 7,62	27,84	67,88			
Mittel 1—30		18,83	— 8,47	27,30	66,59	Gesamtmittel 66,6 %		

1910: $+32,0$ und $-9,8$, also Schwankung $41,8^{\circ}$ C.
 1911: $+35,7$ " $-12,2$, " $47,9^{\circ}$ C.
 1912: $+31,3$ " $-14,4$, " $45,7^{\circ}$ C.
 1913: $+29,8$ " $-8,2$, " $38,0^{\circ}$ C.
 Äußerste Werte 1910—1913 $+35,7$ und $-14,4$ also insgesamt $50,1^{\circ}$ C.

Tabelle II.

Einfluß der Eintauchtiefe des Wärmemessers und
der Bestrahlung.

a) Eintauchtiefe 30 cm.

Bestrah- lung	Seite	Höhe	Wärmemesser Nr.	Max. Wärme	Min. Wärme	Differenz		Bemer- kungen
						in °	in % d. größten Luftwärme- schwankung	
bestrahlt	oben		1	18,6	— 9,5	28,1	68,5	
			20	21,8	— 9,8	31,6	77,1	
			30	22,7	— 9,8	32,5	79,3	
	Mittel		21,03	— 9,70	30,73	74,95		
	unten		10	21,6	— 7,5	29,1	71,—	
			11	16,5	— 8,8	25,3	61,7	
			12	17,3	— 9,—	26,3	64,1	
	Mittel		18,47	— 8,43	26,90	65,61		
	Mittel		19,75	— 9,07	28,82	70,28		
	unbestrahlt	oben	6	19,6	— 8,5	28,1	68,5	
			15	18,6	— 10,2	28,8	70,2	
			25	18,2	— 10,2	28,4	69,2	
		Mittel	18,80	— 9,63	28,43	69,34		
		unten	5	18,3	— 9,5	27,8	67,8	
			16	17,5	— 8,4	25,9	63,2	
			26	18,5	— 8,—	26,5	64,6	
		Mittel	18,10	— 8,63	26,73	65,20		
		Mittel	18,45	— 9,13	27,58	67,27		
		Mittel aller Ablesungen)	19,10	— 9,10	28,20	68,78		

b) Eintauchtiefe 50 cm.

in der lotrechten Querschnitts- achse	oben		2	18,2	— 9,3	27,5	67,1	
			7	20,—	— 8,2	28,2	68,8	
		Mittel	19,10	— 8,75	27,85	67,95		
	Mitte		3	18,4	— 9,1	27,5	67,1	
			8	20,3	— 7,7	28,—	68,3	
		Mittel	19,35	— 8,40	27,75	67,70		
	unten		4	17,8	— 9,3	27,1	66,1	
			9	20,1	— 7,6	27,7	67,5	
		Mittel	18,95	— 8,45	27,40	66,80		
		Mittel aller Ablesungen)	19,13	— 8,53	27,66	67,48		

Bestrah- lung	Seite	Höhe	Wärmemesser Nr.	Max. Wärme	Min. Wärme	Differenz		Bemer- kungen
						in °	in % d. größten Luftwärme- schwankung	

c) Eintauchtiefe 70 cm.

in der lotrechten Querschnittsachse	oben		14	17,—	— 8,5	25,5	62,2	
			19	18,9	— 6,8	25,7	62,7	
			24	17,9	— 9,—	26,9	65,6	
			29	19,8	— 7,4	27,2	66,3	
		Mittel	18,40	— 7,93	26,33	64,20		
	Mitte		13	16,7	— 8,4	25,1	61,2	
			18	19,—	— 7,—	26,—	63,4	
			23	17,7	— 8,6	26,3	64,1	
			28	20,1	— 6,4	26,5	64,6	
		Mittel	18,38	— 7,60	25,98	63,33		
	unten		12	16,3	— 8,5	24,8	60,5	
			17	18,8	— 7,7	26,5	64,6	
			22	18,8	— 9,—	27,8	68,—	
			27	20,—	— 6,5	26,5	64,6	
		Mittel	18,48	— 7,92	26,40	64,43		
		Mittel aller Ablesungen)	18,42	— 7,82	26,24	63,99		

Tabelle III.

Unterschied zwischen oberer und unterer Seite.

Quer- schnitt	Wärmemesser Nr.	Max. Wärme	Min. Wärme	Differenz		Bemer- kungen
				in °	in % d. größten Luftwärme- schwankung	

a) oben; Eintauchtiefe 30 cm.

Scheitel	1	18,6	— 9,5	28,1	68,5	
	6	19,6	— 8,5	28,1	68,5	
	Mittel	19,10	— 9,—	28,10	68,50	
Kämpfer Arosa	20	21,8	— 9,8	31,6	77,1	
	15	18,6	— 10,2	28,8	70,2	
	Mittel	20,20	— 10,—	30,20	73,65	
Kämpfer Langwies	30	22,7	— 9,8	32,5	79,3	
	25	18,2	— 10,2	28,4	69,2	
	Mittel	20,45	— 10,—	30,45	74,25	
	Mittel aller Ablesungen)	19,91	— 9,67	29,58	72,13	

Tabelle III. (Fortsetzung.)

Querschnitt	Wärmemesser Nr.	Max. Wärme	Min. Wärme	Differenz		Bemerkungen
				in °	in % d. größten Luftwärmeschwankung	

b) unten; Eintauchtiefe 30 cm.

Scheitel	10	21,6	— 7,5	29,1	71,—	
	5	18,3	— 9,5	27,8	67,8	
Mittel		19,95	— 8,50	28,45	69,40	
Kämpfer Arosa	11	16,5	— 8,8	25,3	61,7	
	16	17,5	— 8,4	25,9	63,2	
Mittel		17,—	— 8,60	25,6	62,45	
Kämpfer Langwies	21	17,3	— 9,—	26,3	64,1	
	26	18,5	— 8,—	26,5	64,6	
Mittel		17,90	— 8,50	26,40	64,35	
Mittel aller Ablesungen		18,29	— 8,53	26,82	65,42	

c) oben; Eintauchtiefe 70 cm.

Kämpfer Arosa	14	17,—	— 8,5	25,5	62,2	
	19	18,9	— 6,8	25,7	62,7	
Mittel		17,95	— 7,65	25,60	62,45	
Kämpfer Langwies	24	17,9	— 9,—	26,9	65,6	
	29	19,8	— 7,4	27,2	66,3	
Mittel		18,85	— 8,20	27,05	65,95	
Mittel aller Ablesungen		18,40	— 7,93	26,33	64,20	

d) unten; Eintauchtiefe 70 cm.

Kämpfer Arosa	12	16,3	— 8,5	24,3	60,5	
	17	18,8	— 7,7	26,5	64,6	
Mittel		17,55	— 8,10	25,65	62,55	
Kämpfer Langwies	22	18,8	— 9,—	27,8	68,—	
	27	20,—	— 6,5	26,5	64,6	
Mittel		19,40	— 7,75	27,15	66,30	
Mittel aller Ablesungen		18,48	— 7,92	26,40	64,42	

Höchster Stand im Sommer 1914, am
29. Juni 1914, abends 50,0 mm;
Tiefster Stand im Winter 1914/15 am
20. Januar 1915 80,3 „
Unterschied zwischen höchstem und tief-
stem Stand 30,3 „
Da rechnerisch eine Wärmeänderung von
1° C. eine Scheitelpbewegung von 0,79138 mm
hervorrufft, so würde der obige Unterschied einer
gesamten Schwankung der mittleren Bogenwärme
von $\frac{30,3}{0,79138} = 38,3^{\circ}$ C. entsprechen, wobei

allerdings noch ein Teil der wie eine Wärmeab-
nahme sich äußernden Schwindwirkung inbe-
griffen ist. Vom Sommer 1914 bis Winter 1915
kann sich jedoch höchstens noch etwa $\frac{1}{3}$ des
gesamten Schwindeinflusses geltend gemacht
haben, so daß sich, wenn der letztere einem
Wärmeabfall von 20–25° C. gleichgesetzt wird,
tatsächlich unter den vorliegenden ungünstigen
Verhältnissen, trotz der großen Abmessungen des
Bauwerks, eine reine Wärmeschwankung von etwa
30–32° C., also etwa gleich der jährlichen
Schwankung des Tagesmittels der Luftwärme
ergibt.

Bei Betonbauwerken, die in gleicher Weise
wie das vorliegende der unmittelbaren Bestrah-
lung ausgesetzt sind, wie Bogenbrücken mit
untenliegender Fahrbahn, Kastenträgern, hohen
Bögen mit aufgelöstem Fahrbahnaufbau usw., ist
es also durchaus angezeigt, mit einer Wärme-
schwankung von nicht weniger als $\pm 15^{\circ}$ C., bzw.
mit einem der jährlichen Schwankung des Tages-
mittels der Luftwärme entsprechenden Spielraum
zu rechnen. Daß bei Bauten dieser Art von
kleineren Abmessungen sogar eine wesentlich
größere Änderung der mittleren Wärme eintreten
kann, zeigen die Tabellen I–III. Während näm-
lich die Schwankung der mittleren Bogen-
wärme etwa 66,6% der größten Schwankung der
Luftwärme beträgt, erreicht die mittlere Wärme-
schwankung aller Scheitelpunkte 68,1%, diejenige
aller Punkte des Kämpfers auf Aroser Seite aber
nur 64,7%, woraus der freilich — wenigstens unter
den vorliegenden Verhältnissen — nicht allzugroße
Einfluß der Querschnittszunahme hervorgeht.

Da das Mittel der Wärme aller Punkte von
30 cm Tiefe, also die mittlere Wärme der zur
Gewölbeachse parallelen Streifen in 30 cm Ab-
stand von der Außenkante, eine Größtschwankung
von 28,2° C. aufweist, so folgt, daß unter glei-
chen Verhältnissen ein Gewölbe von insge-
samt nur 60 cm Stärke in seiner Achse sicher
eine Wärmeschwankung von mindestens 28,2° C.
— wegen des beiderseitigen Einflusses von außen
her, eher mehr — aufweisen würde, und daß die
gesamte mittlere Gewölbewärme wegen der
größeren Wärmeänderung in den Außenpunkten
sicher um mindestens 30° C. schwanken würde.

Versuchsobjekt	Eindringungstiefe der Thermometer bezw. $\frac{1}{2}$ Stärke des Betonkörpers	Jahresschwankung			Bemerkungen.
		der Betonwärme (extreme Temperaturen)	der Luftwärme (extreme Temperaturen)	des Tagesmittels der Luftwärme	
1. Walnut - Lane - Brücke in Philadelphia	1,43 m	23 ° C.	47 ° C. (bis 52 ° „)	?	Strahlungseinfluß gering, weil Querwände vorhanden, großer Querschnitt.
2. Ergolzbrücke.	ca. 1,00 „	16—20 „ „	49 „ „	ca. 35 ° C.	Bauwerk sehr geschützt.
3. Gehlerscher Versuchsträger	0,10 „	32—40 „ „	40—50 „ „	30—40 „ „	sehr exponiert.
4. Brooklyn-Avenue-Brücke in Los Angeles	0,20 „	19,5 „ „	38 „ „	ca. 18 „ „	sehr geschützt.
5. Langwies: Mittel bei	0,30 „	28,20 „ „	41 „ „ (bis 50 „ „)	30,5 „ „	sehr exponiert.
„ „ „	0,50 „	27,66 „ „	„ „ „ „	„ „ „	„ „
„ „ „	0,70 „	26,44 „ „	„ „ „ „	„ „ „	„ „
Kleinstwert	0,70 „	24,8 „ „	„ „ „ „	„ „ „	„ „
6. Arrowrock-Staudamm	1,00 „	18,0 „ „	?	42 „ „	[körper sehr massiger Beton-

Bei kleineren Querschnitten als solchen von 60 cm Stärke würde demnach die Schwankung der mittleren Wärme unter gleichen Verhältnissen unzweifelhaft **größer als 30 ° C.** sein.

Da Kies, Sand und Erdrreich ähnlich schlechte Wärmeleiter sind, wie Beton, und sich gegenüber den äußeren Wärmeeinflüssen auch fast gleich verhalten, so folgt daraus, daß bei Gewölben mit Überschüttung, bzw. bei Brücken mit Straßenbelag, in bezug auf die Wärmewirkungen die Stärke der Überschüttung, bzw. des Straßenbelages, zur Gewölbstärke hinzugefügt werden darf. Ein Gewölbe von 40 cm mittlerer Stärke und 30 cm mittlerer Belag- bzw. Überschüttungsstärke wird also auch nur für einen Spielraum der gesamten Wärmeänderung von ± 15 ° C. gegenüber der Herstellungstemperatur, gleich insgesamt 30 ° C., zu berechnen sein, während für das freie Gewölbe, ohne Überschüttung, ohne Belag und ohne sonstigen Wärmeschutz, sicher ein Gesamtwärmespielraum von 40 ° C. angemessen wäre.

Obenstehende Tabelle ermöglicht einen Vergleich der bei den bisher bekannt gewordenen Versuchen ermittelten Jahresschwankungen der Wärme im Beton; sie zeigt auch das Verhältnis der letzteren zur Schwankung des Luftmittels und zu den Schwankungen der äußersten Lufttemperaturen.

Berücksichtigt man, daß bei der Brücke unter 2. tatsächlich die Schwankung der Betonwärme etwas größer gewesen sein muß, weil ein Teil der Wärmeschubkraft für die Überwindung der Lagerreibung gebraucht wurde, so darf man aus den bisherigen Versuchen schließen,

daß der Berechnung größerer Beton- und Eisenbetonbrücken ein Wärmespielraum von 18—30 °, je nach den Abmessungen und je nach den Expositions- und Klimaverhältnissen, bezw. dem Grade des vorhandenen Wärmeschutzes, zu Grunde gelegt werden muß, daß dieser Spielraum aber für Stirnwände und sehr dünne und exponierte Konstruktionen bis auf 40 ° steigen kann.

Die Zusammenstellungen S. 297 bis 299 zeigen auch deutlich, wie verschieden die Temperaturen in den einzelnen Punkten sowohl, wie in den verschiedenen Querschnitten eines Eisenbetonbauwerks, trotz der verhältnismäßig besseren Fortleitung der Wärme durch die Eiseneinlagen, sein können. Dieser ungleichmäßigen Erwärmung müssen ebenfalls Spannungen entsprechen, die sich aber mangels einer Gesetzmäßigkeit der Wärmeverteilung nicht rechnerisch erfassen lassen, sodaß nur eine möglichst allseitige Be- wehrung übrig bleibt, um ihnen zu begegnen. Wir wissen nur, daß sich für den praktisch nie in reiner Form eintretenden Fall der einseitigen (oben oder unten) eintretenden Erwärmung oder Abkühlung, wegen der zum Temperaturbogenschub noch hinzutretenden Momente, bedeutende Spannungen ergeben.

Die von der Änderung der als gleichmäßig verteilt zu betrachtenden mittleren Gewölbewärme herrührenden Spannungen lassen sich allerdings ohne weiteres bestimmen; da sie jedoch dem Elastizitätsmodul proportional, dieser aber für Beton, sowohl nach dem Alter des Betons, wie

nach der Größe der Spannung, verschieden ist, so ergibt sich, daß selbst für diesen einfachen Fall tatsächliche und rechnerische Spannung niemals übereinstimmen werden. Der Nachweis der letzteren kann also nur den Zweck haben, den Sicherheitsgrad des Bauwerks zu prüfen.

Mit wachsendem Alter des Betons nimmt der Elastizitätsmodul bedeutend zu, mithin auch die Warmespannung, aber gleichzeitig auch die Festigkeit. Umgekehrt nimmt nun mit zunehmender Beanspruchung des Betons der Elastizitätsmodul ab, also auch die Warmespannung, und endlich hat ein Beton mit hohem Anfangs-Elastizitätsmodul gewöhnlich auch eine hohe Festigkeit. In Bezug auf die Sicherheit im Bauwerk entsteht also trotz der Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls stets ein gewisser Ausgleich.

Gilbrin weist in seiner erwähnten Schrift auch darauf hin, daß in einem Gewölbe auch Formänderungen zurückbleiben, bzw. Spannungen entstehen, obwohl die Gewölbewärme ihren ursprünglichen Wert wieder erreicht, wenn inzwischen sich der Elastizitätsmodul geändert hat. Das ist zweifellos richtig, jedoch entsteht auch hier wieder ein gewisser Ausgleich dadurch, daß während des Wachsens des Elastizitätsmoduls sowohl Zu- wie Abnahmen der Gewölbewärme stattfinden, die zurückbleibenden Spannungen also bald positiv bald negativ sind.

Auf die Scheitelbewegung hat natürlich der Elastizitätsmodul, wie schon erwähnt, keinen Einfluß; dagegen ist dieselbe abhängig von den Bogengrößen, vom Ausdehnungskoeffizienten und von der Wärmeschwankung.

Jedenfalls aber geht aus allem Angeführten hervor, daß eine genaue Bestimmung der Warmespannungen in einem Betongewölbe zwar nicht möglich ist, und daß die Annahme einer gleichmäßigen Erwärmung und einer bestimmten Schwankungsgröße derselben nur ein Notbehelf sein kann, daß sie aber mindestens so berechtigt ist, wie verschiedene andere Voraussetzungen der Berechnung und jedenfalls zur Beurteilung der Sicherheit genügt. Die Wahl der Schwankungsgröße sollte den besonderen Verhältnissen des Bauwerks angepaßt sein, kann aber auch dann noch für die Sicherheit des Bauwerks von viel geringerer Bedeutung sein, als die Wahl der richtigen Ausführungszeit und die Art und Weise der Herstellung der Gewölbe.

Die im Gewölbe entstehenden von gleichmäßiger Wärmeänderung herrührenden Spannungen sind bekanntlich von gleicher Art wie die Biegungsspannungen vom Eigengewicht, d. h. die Spannungen von der Zusammendrückung durch die Normalkräfte, da die letzteren genau wie die Warmespannungen auf die Wirkung eines im

Achsursprung angreifenden zusätzlichen Horizontalschubs (der Ergänzungskraft) zurückgeführt werden können. Die Verkürzung der Bogenachse durch eine Wärmeabnahme erzeugt auch dem Vorzeichen nach gleiche Spannungen wie die Zusammendrückung des Wölbmaterials, während natürlich die Wärmezunahme eine entgegengesetzte Wirkung hat. Dr.-Ing. Färber hat daher vorgeschlagen, Eigengewichts- und Warmespannungen zu kombinieren, und Dr.-Ing. Schächterle³⁰⁾ zeigt, daß ein Betongewölbe infolge einer Temperaturerniedrigung von 10°C ungefähr die gleiche Verkürzung erfährt, wie infolge der Zusammendrückung des Wölbmaterials durch die Normalkräfte, und daß daher umgekehrt eine Temperaturerhöhung von $+10^{\circ}\text{C}$ gegenüber der Herstellungstemperatur des Gewölbes nicht berücksichtigt zu werden braucht, weil sich deren Wirkung ungefähr mit derjenigen der Normalkräfte ausgleicht.

Leider erfahren nun die meisten Gewölbe gegenüber der Herstellungswärme kaum eine Wärmezunahme, da sie üblicherweise und notgedrungen im allgemeinen in den Sommermonaten erstellt werden. Der eintretende große Wärmeabfall ist dann besonders für den Kämpferquerschnitt gefährlich, wo die Warmespannungen wegen des größeren Abstandes vom Achsursprung größer als im Scheitel ausfallen, und wo an der Oberseite die bei niedrigster Temperatur auftretenden Zugspannungen unter Umständen mit Zugspannungen, herrührend von der ungünstigsten Belastung, zusammenfallen.

Sofern es sich ermöglichen läßt, ist es daher stets zu empfehlen, ein Gewölbe bei **möglichst kühler Witterung**, also im Frühjahr oder Herbst herzustellen. Bei einer Herstellung im Frühjahr hat man den Vorteil, daß sich im Sommer der Bogen infolge der Erwärmung selbst vom Gerüst abhebt und so allmählich und vollkommen gleichmäßig in Spannung kommt.

Gerade bei großen Gewölben, bei denen die Wärmeeinflüsse meist sehr genau berücksichtigt werden, ist die Gefahr der Rißbildung infolge dieser Einflüsse, wie u. a. Schächterle nachweist, (wegen der größeren Grundpressung und der kleinen Ausschläge der Drucklinie infolge des günstigen Verhältnisses zwischen Verkehrslast und Eigengewicht) viel geringer, als bei Gewölben kleiner Spannweite, bei denen man der Einfachheit wegen die Wärmeeinflüsse in der Rechnung oft vernachlässigt.

Was nun schließlich das Schwinden des Betons betrifft, so ist dessen Wirkung bekanntlich genau die gleiche, wie die eines Wärmeab-

30) Schächterle, Beiträge zur Theorie und Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen, Bogenstellungen und mehrstieligen Rahmen. Berlin 1912.

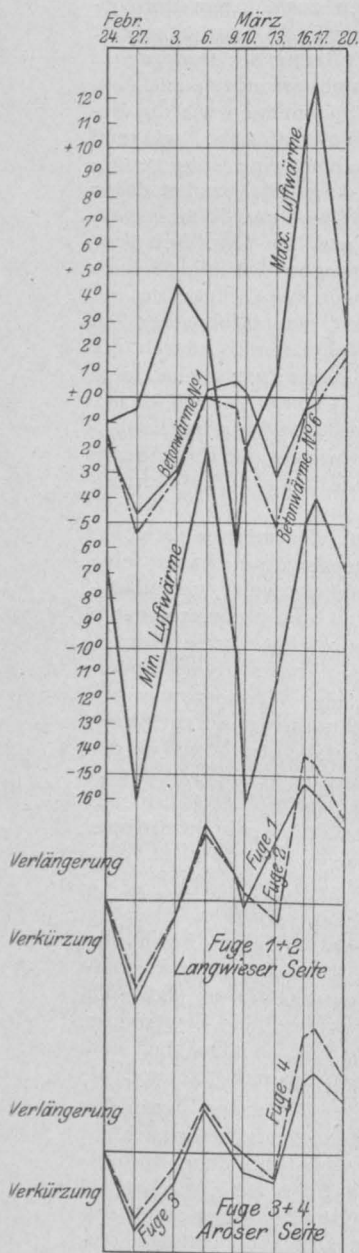


Fig. 15.

Spiel der Ausdehnungsfugen.
Messungen im Winter 1914/15.

im Eisen, weil sich das letztere eben nicht verkürzt³¹⁾. Diese Spannungen können nur dadurch herabgemindert werden, daß man das Schwind-

³¹⁾ Auf diese Ursache ist auch die bekannte Erscheinung zurückzuführen, daß Hohlkörperdecken, Decken mit Steineinlagen und ähnliche Deckenkonstruktionen schon bald nach dem Ausschalen und meist vor dem Eintritt von Belastungen verhältnismäßig große Durchbiegungen

fallendes von 15 bis 25° C. Bei Stampfbetongewölben kann jedoch in der Praxis der größte Teil dieser Wirkung, weil das Schwinden in der Hauptsache kurz nach dem Abbinden eintritt, dadurch beseitigt werden, daß das Gewölbe, wie heute fast allgemein üblich, in einzelnen Längsabteilungen (Lamellen), die für sich abbinden, hergestellt wird und die kurzen Zwischenfugen einige Zeit offen gelassen werden.

Auch bei Eisenbetongewölben läßt sich dieser Vorteil teilweise erreichen, wenn man die Schlußfugen mit den Stößen der Eiseneinlagen zusammenfallen läßt. Immerhin entstehen hier infolge des Schwindens auch in den Betonabteilungen noch Zugspannungen im Beton und Druckspannungen

maß selbst verkleinert und beispielsweise nicht zu naß betoniert. Die Spannungen werden auch ungefährlicher, wenn man den Eisenquerschnitt möglichst aufteilt.

Zum Schluß sei nun noch auf die im Winter 1914/15 vorgenommenen Beobachtungen der Längenänderungen der beiden Ausdehnungsfugen über den Doppelpfeilern, Fig. 15, verwiesen. Die Längenänderungen stimmen sehr gut mit den aus der Rechnung sich ergebenden überein, wenn man berücksichtigt, daß die Bestrahlung auf der talaufwärtigen Seite (Marken Nr. 2 u. 4) wirkt, und daß die Fuge (1 u. 2), bzw. die Fahrbahnstrecke auf Langwieser Seite, eine viel längere Sonnenscheindauer hat, als diejenige (3 u. 4) auf Arosener Seite. Die zu jeder Fuge gehörende Dilatationsstrecke beträgt 115 m, sodaß 1° Änderung der mittleren Wärme der Fahrbahnstrecke eine Längenänderung von $115 \times 0,0000125 = 0,00144 \text{ m} = 1,44 \text{ mm}$ hervorruft. Die Fugen sind mit normalem Oberbau, also ohne besonderen Ausdehnungsstoß in den Schienen, überdeckt, und bis jetzt hat diese Anordnung durchaus befriedigt.

Seit Abfassung dieser Schrift — deren Drucklegung sich infolge längeren Militärdienstes des Verfassers verzögert hat — sind die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, aufgestellt vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“, Oktober 1915, erschienen und haben inzwischen fast unverändert für Preußen amtliche Gültigkeit erhalten und werden solche wohl auch bald für die sämtlichen übrigen deutschen Bundes-

staaten erlangen. Die in denselben enthaltenen Vorschriften für die Berücksichtigung des Wärmeeinflusses sind verhältnismäßig günstig: Soll bei mittlerer Jahreswärme betoniert werden, so ist mit einem Wärmeunterschied von $\pm 15^\circ \text{C}$ zu rechnen und bei anderer Wärme die entsprechende Änderung der Ausschläge zu berücksichtigen. Das Schwinden ist einem Wärmeabfall von 15°C

gleichzuachten. Als Wärmeausdehnungszahl gilt $1:10^5$. Bei Tragwerken, deren geringste Abmessung 70 cm oder mehr beträgt, und solchen, die durch



Fig. 15 a

Anordnung der Meßbolzen an der Ausdehnungsfuge.

Dilationslänge:

$$\frac{1}{2} \text{ Bogenfahrbahn} + \text{Seitenöffnung} = 115 \text{ m.}$$

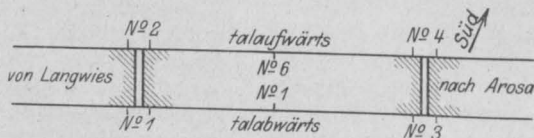


Fig. 15 b. Lageskizze.

Maßstab für die Längenänderungen $1: \frac{1}{3}$.

zeigen, welche im Widerspruch mit der sonstigen Steifigkeit derselben stehen: Der nicht oder gering bewehrte Druckgurt schwindet, während der stark bewehrte Zuggurt daran gehindert ist.

Überschüttung oder sonst hinreichend geschützt sind, dürfen die Wärmeschwankungen geringer, mit $\pm 10^{\circ}\text{C}$, in die Rechnung eingestellt werden.

Nach den Ergebnissen der Versuche von Langwies **dürften diese Vorschriften im allgemeinen bei Brückengewölben** mit ihren stärkeren Abmessungen, so lange die Gewölbe unterhalb der Fahrbahn liegen, für deutsche Verhältnisse das **Richtige treffen**. Der größte Teil von Deutschland weist ja bekanntlich ein nicht allzu ausgesprochenes Landklima auf, mit mittelgroßen täglichen und jährlichen Wärmeschwankungen. Der Unterschied zwischen den extremen im Laufe des Jahres vorkommenden Temperaturen beträgt etwa 50°C , die Schwankung der mittleren Tageswärme im Laufe des Jahres etwa 30 bis 35°C , und die Differenz zwischen den extremen Monatstemperaturen, wobei unter den letzteren die mittlere Wärme im Laufe eines Monats verstanden ist, etwa 20°C . In Nordwestdeutschland, besonders in den Küstengegenden, haben wir sogar ein deutliches Übergangsklima, welches sich dem Seeklima nähert, mit kleineren täglichen und jährlichen Wärmeschwankungen.

Dagegen weist der Osten ein sehr ausgesprochenes Landklima auf, mit großen täglichen und jährlichen Wärmeschwankungen — die Differenz der extremen Monatstemperaturen beträgt über 20°C , wie aus jeder Karte, welche die Linien gleicher jährlicher Wärmeschwankungen enthält³²⁾, deutlich ersichtlich ist — und für solche Klimaverhältnisse sind die neuen Vorschriften entschieden zu günstig, namentlich wegen der gefährlichen, verhältnismäßig lang andauernden, scharfen und erheblich unter der gewöhnlichen Herstellungstemperatur der Gewölbe liegenden Kälteperioden. Es dürfte ohne weiteres klar sein, daß selbst ein Tragwerk von stärksten Abmessungen mindestens die Schwankung der mittleren Monatstemperaturen mitmachen wird. Beträgt diese über 20°C Celsius, so muß auch der Gewölbeberechnung mindestens ein entsprechender Wärmespielraum zugrunde gelegt werden.

Die neuen Vorschriften sind aber sicher auch zu günstig für ungeschützte Bauteile, wie Dachkonstruktionen, Bögen über der Fahrbahn, Kasten-träger, Stirnwände, und ganz besonders für solche, deren geringste Abmessung weniger als 30 – 40 cm beträgt.

RISS- UND ROSTBILDUNG BEI AUSGEFÜHRTEN EISENBETONBRÜCKEN DER EISENBAHNDIREKTIONSBEZIRKE KATTOWITZ UND BRESLAU.

Bericht über die Veröffentlichung des Herrn Regierungs- und Baurats Perkuhn-Kattowitz in Heft 1—3 der Zeitschrift für Bauwesen, 66. Jahrgang 1916, erstattet in der Vorstandssitzung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 31. Mai 1916 durch H. Schluckebier, Regierungsbaumeister a. D.

Herr Regierungs- und Baurat Perkuhn hat in der „Zeitschrift für Bauwesen“ 1916, Seite 97 ff. Untersuchungen an 15 Eisenbetonbrücken in den Bezirken der Kgl. Eisenbahndirektionen Breslau und Kattowitz veröffentlicht. Die Auswahl der Bauwerke ist nach seinen Angaben so erfolgt, daß es möglich sein sollte, den Einfluß möglichst vieler verschiedenartiger Verhältnisse zu verfolgen. Es sind daher vertreten

1. nach der Betriebsart: Brücken unter den Hauptgleisen von Hauptbahnen, dgl. unter Privatanschlußgleisen von Normal- und Schmalspur, Straßenbrücken über Bahngleisen für schwere und leichte Straßenlasten;
2. nach der Bauform: Platten und Plattenbalken, Rahmenbrücken (besonders zahlreich), gewölbte Brücken (Dreigelenkbogen);
3. nach den Größenabmessungen: Spannweiten von 4 – 40 m ;
4. nach dem Alter: Bauwerke von 2 – 12 Jahren Gebrauchsalter;
5. nach der Luftbeschaffenheit des Standorts: Bauwerke in geschützter Lage mit

reiner Luft bis zu solchen mit sehr schlechter Luft in den Zinkhüttenbezirken.

Der 1. Abschnitt des Aufsatzes gibt eine kurze Beschreibung der Bauwerke, die sich auf allgemeine Angaben über Lage und Benutzungsart und Gründung der Brücken beschränkt.

Im 2. Abschnitt ist sodann in sehr ausführlicher Weise die eigentliche Untersuchung der Bauwerke dargestellt. Man hat in den Jahren 1913 und 1914 die Untersuchung einfach in der Weise angestellt, daß die wichtigeren Flächen des Tragwerks nach Reinigung mit Bürsten mit unbewaffnetem Auge besichtigt und die entdeckten Risse in Zeichnungen eingetragen wurden. Diese Zeichnungen werden im Atlas der „Z. f. B.“ zum Teil wiedergegeben. Da man im Jahre 1914 eine Verschlimmerung der Rißerscheinungen gegen das vorhergehende Jahr festzustellen glaubte, hat man im Jahre 1915 das Untersuchungsverfahren wesentlich verschärft. Man hat die zu untersuchenden Flächen mit dem Sandstrahlgebläse

³²⁾ vgl. z. B. Prof. Dr. Alexander Supan, Grundzüge der physischen Erdkunde. Leipzig 1896, Tafel VIII.

gründlich gereinigt, nachdem zuvor bei den verputzten Bauwerken der Putz abgeschlagen war, dann die Risse mit der Lupe aufgesucht, ihre Stärke festgestellt, ihre Lage und Länge entweder genau eingemessen oder bei verwickelten Rißbildern an Ort und Stelle in natürlichem Maßstabe abgepaßt und sie dadurch festgelegt. Schließlich hat man an zahlreichen Stellen, von den Rissen ausgehend, den Beton angeschlagen, um zu sehen, wie weit sich die Risse in das Innere des Betons fortsetzen, und um insbesondere auch festzustellen, wie sich die Eiseneinlagen an den betr. Stellen erhalten. Dabei sind die beobachteten Rostgrade genau festgelegt worden. Von dem Umfang dieser mühsamen Untersuchungsarbeit bekommt man eine Vorstellung, wenn man liest, daß an den 15 Brücken insgesamt 1991 Rißstärken gemessen worden sind, daß an 584 Stellen der Beton abgestemmt worden ist und daß man dabei an 268 Stellen das Eisen getroffen und auf seine Rostbildung untersucht hat.

Das Ergebnis der Untersuchungen ist in den Rißbildern des Atlases und den Zahlentafeln des Textes niedergelegt. Die Aufstellung der Zahlentafeln beruht darauf, daß die Bauwerke je nach den für sie obwaltenden Luftverhältnissen 5 verschiedenen „Luftklassen“ zugewiesen werden und daß die ermittelten Rostgrade ebenfalls nach einer Anzahl von Klassen (anschließend an Arbeiten von Gary und Scheidt in den Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses) abgestuft werden. Auf diese Weise gelangen alle wesentlichen Merkmale — Alter, Rißstärke, Deckungstiefe, Luftbeschaffenheit, Rostgrad — zahlenmäßig zum Ausdruck, und es können durch Bildung der Durchschnittswerte am Schluß der Zahlentafeln gewissermaßen Gesamtzensuren für das Verhalten der einzelnen Bauwerke gewonnen werden.

Aus dem Vergleich der Ergebnisse der Zahlentafeln folgert Herr Regierungs- und Baurat Perkuhn, daß der Rostgrad der Eiseneinlagen wächst mit zunehmendem Alter der Bauwerke, mit zunehmender Rißstärke, mit abnehmender Entfernung der Eiseneinlage von der Außenfläche und mit der höheren Luftklasse.

Im letzten Abschnitt des Aufsatzes werden die statischen Verhältnisse der untersuchten Bauwerke beleuchtet, soweit die Grundlagen dazu noch vorhanden waren. Es werden die maßgebenden rechnerischen Spannungen angegeben für diejenigen Belastungsannahmen, welche ursprünglich von den genehmigenden Behörden vorgeschrieben waren, ferner für die tatsächlichen Betriebslasten, u. z. diese unter Berücksichtigung von Erschütterungszuschlägen von verschiedener Höhe. Das Ergebnis ist, daß die Betonzugspannung σ_b bei den 15 Bauwerken in sehr weitem Maße, von 5 bis etwa 30 kg/qcm, schwankt. Da der Rißzustand bei allen Bauwerken ziemlich

gleich ungünstig ist, so wird daraus gefolgert, daß die Rißbildung nicht in erster Linie von der Betonzugspannung abhängig ist, also ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen der Betonzugspannung und der Rißbildung, wie sie hier beobachtet ist, fehlt.

Diese Schlußfolgerung hat Herr Regierungs- und Baurat Perkuhn veranlaßt, in einem zweiten, im Zentralblatt der Bauverwaltung 1916, Nr. 12 und 13 veröffentlichten Aufsatz den Versuch zu machen, die festgestellte Rißbildung auf Schwinderscheinungen im Eisenbeton zurückzuführen.

Es ist vorauszusehen, daß die Veröffentlichungen des Herrn Regierungs- und Baurats Perkuhn in der Fachpresse eine ausgedehnte Erörterung hervorrufen werden, denn die Ergebnisse der Bauwerksuntersuchungen entsprechen keineswegs den Erwartungen, die man bisher in weiten Kreisen an die Bewährung von Eisenbetonbauten geknüpft hat. Prof. Mörsch spricht in seinem bekannten Aufsatz über die Betonzugspannungen (Zentralbl. der B. 1914, S. 204) aus, daß auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in Bayern, Württemberg und Sachsen zahlreiche Eisenbetonbrücken über und unter der Bahn untersucht worden sind, ohne daß Mängel festgestellt sind, und daß eine Rundfrage des Deutschen Betonvereins in gleichem Sinne ausgefallen ist. Angesichts dieses Widerspruchs ist es dringend nötig, die Ursachen für die schlechten Erfahrungen in den Direktionsbezirken Breslau und Kattowitz zu ermitteln. Aufgabe des Deutschen Betonvereins wird es sein, die in ihm vertretenen Erfahrungen und wissenschaftlichen Kräfte mit in den Dienst dieser Aufgabe zu stellen und in besonnener und vorurteilsloser Weise an der gründlichen Aufhellung jener Erscheinungen mitzuarbeiten.

Es ist nicht zu verkennen, daß die Veröffentlichung des Herrn Regierungs- und Baurats Perkuhn eine Reihe von Punkten offen gelassen hat, welche von Wichtigkeit sind. So fragt es sich, ob nicht in die Reihe der untersuchten Bauwerke nur solche aufgenommen sind, bei denen das Vorhandensein von Rissen von vornherein bekannt war. Es wird zwar ausgesprochen, daß insbesondere die Hüttenhochbahnen noch zahlreiche andere schadhafte Bauteile aufweisen, welche nicht untersucht worden sind, trotzdem aber ist wohl anzunehmen, daß es auch in den Bezirken Breslau und Kattowitz manche Brücken gibt, welche sich gut bewährt haben. Der Vergleich beider Klassen würde wahrscheinlich wertvolle Anhaltspunkte zur Aufklärung des verschiedenen Verhaltens liefern können.

Ferner bedarf es für die untersuchten Bauwerke einer möglichst umfassenden und lückenlosen Baugeschichte. Diese hätte zu umfassen:

1. Ausführende Unternehmerfirma (Kennzeichnung durch Bezifferung oder dergl. genügt);
2. Art und Gliederung der Bauaufsicht;
3. Bauvorlagen. Etwaige Abweichungen davon bezw. Entwurfsänderungen während der Bauzeit;
4. Ergebnisse etwaiger Baugrunduntersuchungen;
5. Dauer der Ausführung, Jahreszeit und Witterung;
6. Herkunft und Beschaffenheit der Baustoffe: Zement, Zuschläge, Wasser, Eisen (dieses auch insbesondere bezgl. des etwaigen Anrostungsgrades bei der Verarbeitung);
7. Zusammensetzung des Betons: außer dem Zementgehalt insbesondere Kornverhältnis der Zuschläge und Wasserzusatz. Ergebnis etwaiger Betonprüfungen während der Bauzeit;
8. Betonierungsverfahren, Abschnitte und Unterbrechungen;
9. Art und Stützung der Schalungen. Ausschaltungsfristen;
10. Angaben über etwaige stärkere Erschütterungen, denen die Bauwerke in frischem Zustande ausgesetzt gewesen sind;
11. Zeitpunkt und Ergebnis etwaiger Probelastungen;
12. Zeitpunkt der ersten Nutzbelastung.

Es ist fraglich, ob alle diese Angaben nach teilweise so langer Zeit noch vollständig zu sammeln sind. Herr Regierungs- und Baurat Perkuhn hat auf Anfrage des Deutschen Betonvereins schon einzelne einschlägige Antworten gegeben, für anderes fehlte ihm der Stoff. Vermutlich würde sich aber bei weiterem Nachforschen die Baugeschichte in der oben kurz umrissenen Form doch noch einigermaßen zusammentragen lassen.

Wie wichtig das ist, liegt auf der Hand. Es ist sehr wohl möglich, daß bauliche Durchbildung und Herstellungsverfahren dieser Bauwerke, deren Ausführungszeit teilweise ein Jahrzehnt zurückliegt, in vielen Punkten nicht mehr den heute maßgebenden Grundsätzen entsprechen, wie sie in den neuen Eisenbetonvorschriften ihren Niederschlag gefunden haben. Es ist ferner möglich, daß die festgestellten Rißerscheinungen nicht sowohl auf bisher unerforschte oder nicht genügend beachtete Eigenschaften des Eisenbetons, als vielmehr auf die besonderen Verhältnisse zurückzuführen sind, welche gerade bei diesen Brücken obgewaltet haben. In dieser Hinsicht kommt der Tragfähigkeit des Baugrundes und der Stützung der Tragwerke ganz besondere Bedeutung zu. Nicht umsonst zeigen diejenigen Bauwerke das ungünstigste Verhalten, wo die Lage im Bergbruchgebiet mit vielfach statisch unbe-

stimmter Stützung des Tragwerks zusammentrifft. In der Veröffentlichung werden zwar — mit Ausnahme von Bauwerk Nr. 13 — Stützensenkungen in Abrede gestellt, und bei einigen Bauwerken wird geltend gemacht, daß benachbarte Abbaustellen infolge ihres Alters und des erfolgten Vorsatzes nicht nachteilig hätten einwirken können. Bedenkt man aber, daß nach Mitteilung von Herrn Franz Schlüter, Dortmund bei Handversatz nur eine Füllung der Hohlräume von 30–35 % bei bestem Spülversatz eine solche von 70–75 % erreichbar ist, daß wegen der viel größeren Mächtigkeit der oberschlesischen Kohlenflöze die Bruchwirkung erheblich stärker hervortritt, als z. B. in Westfalen und länger nachwirkt, während andererseits hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke sehr empfindlich gegen jede Stützensenkung sind, so wird man dem Herrn Verfasser hierin nicht ohne weiteres beipflichten können sondern wünschen müssen, daß diesem Punkte besondere Aufmerksamkeit geschenkt und noch nachträglich durch längere Zeit fortgesetzte genaue Messungen Klarheit über etwaige Stützensenkungen geschaffen wird. Es genügt keinesfalls etwa die Feststellung, daß sich benachbarte Hochbauten einwandfrei verhalten haben. Denn geringe Bodensenkungen, welche am Mauerwerk oder Eisenfachwerk von Gebäuden keine leicht sichtbaren Schäden hervorrufen, können für Tragwerke, wie sie bei diesen Brücken angewendet sind, schon verhängnisvoll wirken. Auch dem Einfluß von etwaigen Erschütterungen, hervorgerufen durch benachbarte Walzwerksmaschinen und dergleichen, während der Erhärtungs- und Benutzungszeit der Bauwerke wird man genau nachzugehen haben.

Es ist sehr wohl denkbar. daß durch genaue Feststellungen nach diesen Richtungen hin gerade viele der bedenklichsten Risse an den Rahmenbrücken in zureichender Weise erklärt werden können. Weitere nützliche Anhaltspunkte wird die eingehende statische Durcharbeitung der Tragwerke, die Gegenüberstellung von Angriffs- und Widerstandsmomenten, die genaue Erörterung der Bewehrungspläne in bezug auf Stoßdeckung, Aufteilung des Eisenquerschnitts, Deckungstiefen usw. liefern.

Damit müssen Ermittlungen über die Dichtigkeit, Sprödigkeit und Rostschuttfähigkeit des Betons in den Bauwerken Hand in Hand gehen, teils durch Beibringung der nötigen Angaben über Zementmenge, Kornverhältnis der Zuschläge, Wasserzusatz und Verarbeitungsverfahren, teils durch den Augenschein an abgeschlagenen Betonstücken. Für die Wichtigkeit dieser Gruppe von Feststellungen spricht folgendes: Die auf den Bildertafeln dargestellten Rißbilder zeichnen sich teilweise durch eine ungewöhnlich starke Netzbildung und Verästelung aus, gebildet durch die

	Atlas-Blatt	Bauwerk Nr.	Fläche Nr.
Starke Netzbildung:			
Außenflächen der Balken, die dem Schlagregen und der Sonnenbestrahlung ausgesetzt sind.	14/15	3	4
	"	4	4
	18/19	5	1
	"	6	1
Geringere oder fehlende Netzbildung:	16/17	11	4 u. 12 geschützt durch
Außenflächen, die durch vorkragende Bauteile vor dem unmittelbaren Angriff der Witterungseinflüsse geschützt sind.	"	7	1 [Betonplatte
	"	8	1 } geschützt durch den
	"	9	1 } vorstehenden Fahr-
	"	10	1 } bahnbelag.
	12/15	12 Überbau 2	4 geschützt durch Betonplatt e.
Geringere oder fehlende Netzbildung:			
Innenflächen der Träger.	12/15	12	6, 10, 16
	16/17	11	6, 10
	18/19	6	3, 7

Kreuzung und Durchdringung zahlreicher wagerechter und senkrechter, z. T. auch schräger Risse und Rißchen. Demgegenüber weisen z. B. die vielen in den Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton enthaltenen Rißbilder zum Bruch gebrachter Balken in der Hauptsache nur Scharen von senkrechten oder schrägen Rissen und nur vereinzelt wagerechte Risse auf. Das läßt vermuten, daß es sich bei diesen Netzbildungen nicht um reine statische Risse handelt, sondern daß dabei andere physikalische Ursachen wirksam gewesen sind. Da sich nun, wie die obige Zusammenstellung zeigt, die Netzbildung auf den den Witterungseinflüssen schutzlos ausgesetzten Flächen viel ausgeprägter zeigt als auf den geschützt liegenden, so wird man der Dichtigkeit des Betons in den Bauwerken besonderes Augenmerk zuwenden müssen.

Überraschend ist das Verhalten der plattenförmigen Tragwerke. Die beiden Bahnsteigtunnelplatten unter Hauptgleisen zeigen eine vollständige Marmorierung mit Rissen. Bei diesen Bauwerken wird im Text der Veröffentlichung die Vermutung ausgesprochen, die Risse seien auf unsachgemäße Herstellung des Putzes zurückzuführen. Das kann aber deshalb nicht zutreffen, weil die Risse nicht nur im Putz vorhanden gewesen sind, den man bei der Untersuchung abgeschlagen hat, sondern sich bis auf die Eiseneinlagen fortgesetzt und diese zum Rosten gebracht haben. — Ein ähnliches Bild — große Zahl stark verästelter Risse — findet sich bei der Wegüberführung Bauwerk 14 (Blatt 20), einer sogenannten Könenschen Vutenplatte.

Die Rißbildung bei diesen plattenförmigen Tragwerken läßt sich vielleicht folgendermaßen erklären: die Platten besitzen alle quer zu den Auflagermauern kräftige, balkenartige Ränder

oder Aufkantungen. Es ist denkbar, daß diese Ränder zunächst, bis zu einer gewissen Steigerung der Last, als Tragbalken gewirkt haben, sodaß in diesem Belastungsabschnitt der Fall eines vierseitig gelagerten Rechtecks vorlag. Für die Kraftübertragung auf die Randbalken fehlten aber der Platte die Eiseneinlagen, sodaß parallel zu den Haupttrageisen Risse entstanden. Bei weiterer Steigerung der Last versagten dann die Randbalken — bei Bauwerk 1, Blatt 12/13, ist rechts ein ausgesprochener Trennriß zwischen Platte und Aufkantung entstanden, — bei Bauwerk 14, Blatt 20 ist die Aufkantung leider nicht dargestellt. Nunmehr erfolgte die Kraftübertragung in der planmäßigen Weise unmittelbar auf die Auflagermauern, und es entstanden nun auch Risse quer zu den Haupteisen, weil das Gefüge der Platte im 1. Belastungsabschnitt schon gelockert war.

Das Bauwerk Nr. 15 weist neben Rissen in den Platten und Balken der Fahrbahn auch solche in den Stützen und im Gewölberücken parallel zu den Eisen auf. Die Betonquerschnitte in dem Tragwerk über dem Gewölbe sind ungewöhnlich stark bemessen, und man scheint hier des Guten etwas zuviel getan zu haben. Die sehr steifen Stützen setzen der Bewegung der Fahrbahn so starken Widerstand entgegen, daß sie schließlich zerrissen sind. Die Risse im Gewölberücken, die, weil sie nicht „atmen“, auch nicht zur Verrostung des Eisens geführt haben, sind wohl auf einen Fehler bei der Betonierung zurückzuführen. Der Beton ist nicht ganz weich, sondern in jenem eigenartigen Mittelzustande zwischen naß und weich eingebracht worden, wo er schon unter leichten Erschütterungen, z. B. beim Betreten durch Arbeiter, zur Rißbildung neigt. Solche Risse verlaufen dann in der Regel parallel zu den

Eiseneinlagen, wo die Betonschicht die geringste Stärke aufweist.

Diese Erklärungsversuche erheben natürlich keinen Anspruch auf abschließende Bedeutung, sie sollen lediglich die Mannigfaltigkeit der zu berücksichtigenden Umstände verdeutlichen. Um aber volle Klarheit zu schaffen, wird man sich nicht auf Untersuchungen an jenen 15 Brücken beschränken dürfen. Beobachtungen an benachbarten Bauwerken mit günstigerem Verhalten, an solchen mit ähnlichen Lage- und Luftverhältnissen in Rheinland und Westfalen und im Aachen-Stolberger Zinkhüttengebiet müssen hinzukommen

und versprechen wertvollen Vergleichsstoff. Endlich werden auch genauere Beobachtungen an Eisenbetonbrücken in völlig anders gearteten Gegenden, z. B. Süddeutschland, nicht zu umgehen sein.

Eine so weitschichtige Arbeit kann nur durch das Zusammenwirken einer größeren Zahl von Fachleuten geleistet werden. Der Deutsche Betonverein wird seine Mitarbeit dazu um so mehr zur Verfügung stellen müssen, als die Lösung der vorliegenden Aufgabe möglicherweise zur Aufstellung neuer Grundsätze für den Bau von Eisenbetonbrücken führen kann.

ZEMENTMÖRTEL IN SALZLÖSUNGEN.

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Kgl. Oberlehrer, Frankfurt a. Main.

Im 3. und 4. Heft des Jahrganges 1915 der „Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde-West“ berichtet V. Rodt, ständiger Assistent der Abteilung für allgemeine Chemie, über Versuche des Amtes mit Mörteln aus einem Portlandzement, die in wässrigen Lösungen von Natriumchlorid, Natriumsulfat, Kalziumchlorid, Kalziumsulfat, Magnesiumchlorid und Magnesiumsulfat gelagert worden waren, und zwar werden die Beobachtungen, die meist an halben Normenzerreißkörpern nach Ablauf von einem halben Jahr (bei den Sulfatlösungen auch nach 1 und 1½ Jahr) gemacht wurden, mitgeteilt.

Die Versuchsbedingungen, auf Grund deren die Bedeutung der Versuche für die Praxis beurteilt werden soll, sind aus der auf S. 308 abgedruckten Tabelle zu ersehen.

Die ausführlich mitgeteilten Beobachtungen an den Versuchskörpern erstrecken sich auf deren äußere Beschaffenheit, in der Hauptsache aber auf Feststellungen in rein chemischer Beziehung: Bestimmung des Kalkgehaltes und der Alkalität der Flüssigkeiten nach Ablauf des Versuchs.

Die Beobachtungen im einzelnen waren folgende:

1. Chlornatrium keine Zerstörungserscheinungen.

2. Natriumsulfat: Fette Mischung 1:3 zeigt kein Treiben, magere Mischung 1:6 treibt nach 2 Monaten deutlich und ist nach 6 Monaten völlig zerklüftet. Hier wurden weitere Versuche angeschlossen: Mörtel 1:6 (3 Monate alt) in 0,5proz. und 5proz. Lösung zeigte nach 1 Jahr keine Treiberscheinungen. Mit Berliner Mauersand gefertigte Würfel 1:6, 24 Stunden alt, in 1proz. Lösung verbracht, trieben nicht; ein gleicher Körper, 7 Tage in feuchter Kiste gelagert, trieb nur an einer Ecke; gleiche und gleichbehandelte Würfel 1:3 trieben nicht.

Es ergibt sich, daß der zertriebene Körper stark Schwefelsäure aufgenommen hatte, was bei den nichttreibenden Körpern nicht der Fall war.

3. Kalziumsulfat: Die Körper fetter Mischung 1:3 wurden nicht angegriffen mit Ausnahme des ½ Jahr im Exsikkator erhärteten, der feine Risse an den Kanten zeigte. Mischung 1:6 wurde fort schreitend angegriffen und war nach 1½ Jahren fast ganz zerfallen.

Hier angegliederte Sonderversuche mit 6 verschiedenen Zementen, denen 4–20% Gips (kein Sand) zugesetzt wurde, führten zu der Erkenntnis daß die Zementmarke mit geringstem Kalkgehalt die deutlichste Treibneigung besaß.

4. Magnesiumsulfat: An den Körpern aus Mischung 1:3 waren durchgreifende Zerstörungen nicht zu bemerken; eine äußere Umwandlungsschicht hatte als Schutzschicht gewirkt. Die magere Mischung 1:6 zeigte nach ½ Jahre starkes Treiben und zerfiel weiterhin völlig, jedoch betraf dies nur die eine Hälfte des Prüfkörpers, die andere blieb unverletzt.

5. Magnesiumchlorid: Durchgreifende Zerstörungserscheinungen sind nicht aufgetreten; auch hier bildet sich eine schützende Umsetzungsschicht, stärker als bei Magnesiumsulfat, die bei 1:6 tiefer greift als bei 1:3 und die immer stärker porendichtend wirkt.

6. Kalziumchlorid: Keine Zerstörungserscheinungen an fetter und magerer Mischung nur Überzug mit einer Schicht kohlen sauren Kalkes.

Die zusammenfassende Schlußfolgerung des Berichterstatters lautet: „Die Lösungen von Natriumchlorid, Natriumsulfat, Kalziumchlorid, Magnesiumchlorid und Magnesiumsulfat wirkten unter den gegebenen Versuchsbedingungen auf fette Zementmörtel (1:3 Normsand) nicht zerstörend; Kalziumsulfat birgt dagegen die Möglichkeit einer Zerstörung in sich.“

Ver- suchs- reihe	Mischung Körper	Erhärtung	Lagerung in Lösung	Lagerungs- gefäße	Lage- rung Dauer
A. Chlornatrium (Kochsalz).					
I	1:3 Norm. sd. (halbe)	48 Stunden	a) 4 l 1proz. b) 0,4 l 10proz.	verschlossen	1/2 Jahr
II	dgl.	1/2 Jahr im geschlosse- nen Exsikkator	a) 1 l 0,1proz. b) 1 l 1proz.	offen	1/2 "
III	dgl.	1/2 Jahr in CO ₂ -Gas im Exsikkator	a) 5 l 1proz. b) 0,5 l 10proz.	offen	1/2 "
IV	1:6 Norm. sd. (ganze)	28 Tage Normen- luftlagerung	5 l 1proz.	gut verschlossen	1/2 "
B. Natriumsulfat (Glaubersalz).					
I	wie A.	wie A.	a) wie A. b) wie A.	lose verschlossen	wie A.
II, III	wie A.	wie A.	a) wie A. b) wie A.	wie A.	wie A.
IV	wie A.	wie A.	a) 5 l 1proz. b) 5 l 5proz.	offen	wie A.
C. Kalziumsulfat (Gips).					
I	wie A.	wie A.	a) 4 l 1/10 gesättigt b) 0,4 l "	nicht verschlossen	wie A.
II	wie A.	wie A.	a) 1 l gesättigt b) 1 l 1/10 "	wie A.	wie A.
III	wie A.	wie A.	a) 5 l 1/10 gesättigt b) 5 l "	wie A.	wie A.
IV	wie A.	wie A.	5 l ges. mit reichl. CaSO ₄ als Bodenkörper	geschlossen	1/2 Jahr 1 " 1 1/2 "
D. Magnesiumsulfat (Bittersalz).					
I	wie A.	wie A.	a) wie A. b) wie A.	lose verschlossen	wie A.
II, III	wie A.	wie A.	a) wie A. b) wie A.	wie A.	wie A.
IV	wie A.	wie A.	wie A.	offen	1/2 Jahr 1 1/2 Jahr
E. Magnesiumchlorid.					
I, II, III	wie A.	wie A.	a) wie A. b) wie A.	wie A.	wie A.
IV	wie A.	wie A.	wie A.	offen	wie A.
F. Chlorkalzium.					
I	wie A.	wie A.	a) wie A. b) wie A.	lose verschlossen	wie A.
II, III	wie A.	wie A.	a) wie A. b) wie A.	wie A.	wie A.
IV	wie A.	wie A.	wie A.	offen	wie A.
G. Parallelserie in Leitungswasser.					
I	wie A.	wie A.	4 l Leitungswasser	wie A.	wie A.
II	wie A.	wie A.	1 l "	wie A.	wie A.
III	wie A.	wie A.	5 l "	wie A.	wie A.
IV	wie A.	wie A.	5 l "	offen	wie A.

Bei magerem Zementmörtel (1:6 Normalsand) treten auch nur durch Sulfatlösungen — hier aber durchgreifend — Zerstörungen ein. Die Treiberscheinungen zeigen ein sehr willkürliches und kein gesetzmäßiges Verhalten und haben meist eine örtliche Begrenzung. Die Chloride des Kalziums und Magnesiums führen zu einer erhöhten Auslaugung von Ätzkalk aus der Zementsubstanz, besonders wenn die zur Einwirkung kommenden Lösungen konzentriert und die Mischungen mager sind. Die Entscheidung, inwieweit bei fließenden Lösungen dadurch Zerstörungen verursacht werden können, bleibt weiteren Versuchen vorbehalten.“

Das Fehlen eines gesetzmäßigen Verhaltens der Prüfkörper fällt besonders in der Versuchsreihe IV der Magnesiumsulfatgruppe auf; dort liest man über die Beschaffenheit des Prüfkörpers nach dem Versuch: „Nach $\frac{1}{2}$ Jahre viel stärkere Sprünge als der in der CaSO_4 -Lösung. Nach $\frac{1}{2}$ Jahren war die eine Hälfte breiig zerfallen, die andere war unverletzt geblieben.“

Man könnte versucht sein, dies auffällige und ungeklärte Verhalten dieses Prüfkörpers auf eine Zufälligkeit zurückzuführen, die in der Aussetzung nur eines Prüfkörpers beruht. Obwohl die peinlichste Sorgfalt bei Durchführung dieser Versuche zweifellos beobachtet worden ist, erscheint es doch notwendig, maßgebliche Schlußfolgerungen, wie allgemein üblich, nur auf umfangreichere Versuchsreihen zu gründen, bei denen kleinere, störende Zufälligkeiten im Durchschnittsergebnis zu verschwinden vermögen oder wenn sie in stärkerem Maße sich geltend machen, als solche erkannt und ausgeschaltet werden können — oder aber es liegt eben keine Zufälligkeit, sondern eine bestimmte, zu klärende Ursache vor.

Aber noch aus anderen Gründen kann ich — unter vollkommener Würdigung der allgemein wertvollen Versuchsergebnisse — dem Berichtserstatter nicht beipflichten, wenn er einleitend sagt, die Versuche bezweckten, einen Einblick in die Angreifbarkeit von Zementbauten durch natürliche Wässer zu erhalten. Es soll hiernach mit den Versuchen praktischen Verhältnissen Rechnung getragen sein; daß dies gelingen, möchte ich aus folgenden Gründen bezweifeln:

1. In der Natur kommen nie oder selten reine Salzlösungen vor; Gemische solcher wirken aber, soweit unsere Erfahrungen reichen, anders auf Zementmörtel ein als reine Lösungen. Nichtsdestoweniger sind Versuche mit reinen Lösungen unerlässlich, weil sie zweifelsohne zu brauchbaren Schlußfolgerungen führen können, hauptsächlich dann, wenn es sich um Vergleiche des Verhaltens verschiedener Bindemittel (hier wurde hauptsächlich nur ein Portlandzement untersucht) oder verschieden verarbeiteter Bindemittel handelt. (Die gleichfalls wichtige Frage der verschiedenen

Wirkungsintensität verschiedener Konzentrationsgrade der Lösungen ist bei den Versuchen durch Wahl einer unteren und oberen Grenze zu berücksichtigen versucht worden.)

2. Es sind in die Versuche künstliche Erhärtingsbedingungen einbezogen und bei der vergleichenden Beurteilung des Verhaltens der Prüfkörper berücksichtigt worden, und zwar die Erhärtingsbedingungen der Reihen II und III, welche praktisch nicht gegeben sind.

3. Bei Bauten, die Aggressivwässern ausgesetzt sind, wird in der Praxis kein Mörtel verwendet dessen Porositätseigenschaften dem aus Normensand gleichen. Bekanntlich ist bereits ein Mörtel 1:3, aus gutem Mauersand hergestellt, wesentlich dichter als ein solcher aus Normensand und verhält sich daher — und das ist der wesentlichste Punkt meiner Einwendungen — gänzlich anders wie ersterer, wenn er mit aggressiven Flüssigkeiten in Berührung gelangt. Die Versuche bestätigen dies indirekt durch das verschiedene Verhalten der Mischungen 1:3 und 1:6; es fehlt ihnen aber an charakteristischen Ergebnissen für dichten Mörtel.

4. Ein ebenfalls sehr wesentlicher Gesichtspunkt, der es geboten erscheinen läßt, die vorliegenden Versuchsergebnisse nur mit Vorsicht auf die Verhältnisse der Praxis zu übertragen, ist folgender:

Es ist nur ein einziger Portlandzement (mit Ausnahme der Gipslösungsreihe) untersucht worden; da sich aber bei weitem auch Salzlösungen gegenüber nicht ein Portlandzement wie der andere verhält, so ist es nicht statthaft, aus der Untersuchung eines allgemein gültige Schlüsse zu ziehen und die Praxis zu veranlassen, sie zu beachten.

Im Anschluß an Punkt 4 wäre noch darauf hinzuweisen, daß z. B. Eisenportland- und Hochofenzemente sich wiederum anders verhalten wie Portlandzemente im allgemeinen. Es wäre sehr zu begrüßen, wenn auch mit diesen Bindemitteln entsprechende Versuche angestellt würden.

Das Beobachtungsergebnis, das an 6 verschiedenen Zementen (nach den Analysen sind es Portlandzemente) mit verschiedenen Gipszusätzen — also unter ganz besonderen Versuchsbedingungen — gewonnen wurde, lautet: „Demnach hatte gerade die Zementmarke mit dem niedrigsten Kalkgehalt am deutlichsten die Neigung, zu treiben,“ erlaubt keinesfalls eine Verallgemeinerung, die offenbar auch vom Berichtserstatter nicht gewollt ist, vom nicht weitgehend sachverständigen Leser, z. B. einem Praktiker, aber leicht vorgenommen werden könnte. Tut man dies, so käme man z. B. zu dem Schlusse, daß Hochofenzemente, die bekanntlich niedrigen Kalkgehalt, oder gar Hochofenspezialzemente, die besonders niedrigen Kalkgehalt haben, in Kalziumsulfatlösung am we-

nigsten zur Anwendung geeignet seien; das ist sicher falsch.

Wenn ich hier auch nicht in dieser Richtung ausgeführte Spezialversuche anführen kann, so **erwähne** ich doch einige Ergebnisse, die in diesem **Sinne brauchbare** Schlüsse gestatten. Hierzu beziehe ich **mich** — vorgreifend — auf die Tafel auf S. 311 und **verweise auf** die Würfel Festigkeiten der Portlandzemente A. und B. und der Hochofenzemente D. und E., die in **gesättigter** Gipslösung bis zu $1\frac{3}{4}$ Jahren lagerten. (Eingehendere Erörterungen hierüber vgl. unten.) Allerdings **handelt** es sich dabei nur um Druckfestigkeiten, was zwar im Sinne der praktischen Zweckmäßigkeit ist, für eine spezifische Klärung der Frage aber nicht ganz ausreichen dürfte, insofern, als Zugversuche zweckmäßiger erscheinen, um Treibbestreben der Mörtel zu studieren, wenn man nach Kühl die Vorgänge folgendermaßen beurteilt: Beim Treiben (d. h. bei der Wirkung von Kristallisationsdruck) tritt das Bestreben der Volumvergrößerung des ganzen Körpers und damit eine nach außen gerichtete Spannung in den Bindemittelteilchen auf; daher wird das Ergebnis der Druckfestigkeitsprüfung günstig, das der Zugfestigkeitsprüfung ungünstig beeinflusst; folglich ist letztere Prüfung die maßgeblichere. Naturgemäß gilt das nur so lange, als nur Spannungen und nicht, wenn auch nur örtliche Zerstörungen in den Bindemittelteilchen vorhanden sind. Praktisch wird hiernach derjenige Zement, der bei Eintritt der Aggressivität die größte Zugfestigkeit besitzt, am widerstandsfähigsten sein.

Da nun nach Scheelhaase erwiesen erscheint, daß Gipslösung infolge des (mechanischen) Kristallisationsdruckes zu Treiben und Zerfall führt, so läßt sich wohl das oben genannte Beobachtungsergebnis des Amtes so deuten, daß jener kalkarme Zement die geringste Zugfestigkeit besaß.

Daß für die Praxis dienliche Ergebnisse aus Druckversuchen mit Mörteln, wie sie praktisch gebraucht werden, zu gewinnen sind, dürften die in der Tafel S. 311 niedergelegten Ergebnisse erweisen, die sehr charakteristische Unterschiede im Verhalten der Zemente zeigen; die Vorgänge können dann so sein, daß

- a) der Kristallisationsdruck Spannungen hervorruft, die von der Bruchspannung in Abzug kommen; dann muß sich in reinem Wasser eine geringere Festigkeit ergeben als in Aggressivwasser. Dieser Fall könnte bei Zement D. vermutet werden,
- b) der Kristallisationsdruck das Gefüge mehr oder weniger lockert — vielleicht in der äußeren Schicht des Körpers mehr als nach innen hin —; dann fällt die Festigkeit der in Aggressivwasser gelagerten Körper geringer aus, als die der in reinem Wasser gelagerten.

Dabei kann diese Lockerung infolge nicht entsprechend mit der Zeit anwachsender Zugfestigkeit dazu führen, daß die Druckfestigkeit des Prüfkörpers stetig abnimmt und auf schließlichen Zerfall hinweist, wenn der Kristallisationsdruck anzuwachsen vermag (sämtliche Zemente außer A., D., E.), oder die Zugfestigkeit wächst in solchem Maße, daß auch der anwachsende Kristallisationsdruck aufgenommen werden kann, ohne daß eine fortschreitende Gefügelockerung entsteht; dann wird auch die Druckfestigkeit im Aggressivwasser anwachsen, wenn auch im allgemeinen **nicht** in dem Maße wie in reinem Wasser. (Zemente A., I B., D., E.)

Trifft **diese** Hypothese zu, dann kann wohl als sicher **angenommen** werden, daß die Zemente mit ansteigender Festigkeit in Aggressivwasser auch weiter — nach Maßgabe ihres normalen Festigkeitszuwachses in Leitungswasser — an Festigkeit gewinnen werden. **Einen** Anhalt für die Richtigkeit der Ansicht, daß **kalkarme** Zemente in Gipslösung die stärkere Treibneigung haben, lieferten meine Versuche also nicht, wohl aber scheinen sie das Gegenteil zu stützen, und außerdem ist zu erkennen, daß die Art der Lagerung (Serie I: Wasserlagerung, Serie II: Wasser- und Luftlagerung vor Eintritt der Aggressivität) von erheblichem Einfluß ist. Es zeigt sich durchweg, daß nur in Wasser gelagerte Körper größere Druckfestigkeit hatten, mutmaßlich also an Zugfestigkeit mehr gewannen.

Es seien hier auch noch einige Ergebnisse aus einer noch nicht abgeschlossenen Versuchsreihe erwähnt, die zeigen, daß der Kalkgehalt für die Festigkeit nach Lagerung in Gipslösung (gesättigt) nicht maßgebend ist, daß dies vielmehr die allgemeinen Festigkeitseigenschaften sein müssen.

Es handelt sich um 6 Hochofenzemente A. bis F. mit verschiedenem Klinker- (also Kalk-) Gehalt, die (aus besonderem Grunde) nur mit 100 Schlägen des Hammerapparates, sonst normengemäß behandelt wurden und aus der Mischung 1:2 (R. T.) mit Baggerrohsand bestehen; die nach $\frac{1}{2}$ jähriger Lagerung gefundenen Druckfestigkeiten sind:

Zement	Klinkergehalt	Druckfestigkeit
A.	30 %	324 kg/qcm
B.	20 %	290 "
C.	30 %	416 "
D.	26 %	396 "
E.	15 %	379 "
F.	28 %	462 "

Zement E. hatte, mit 150 Schlägen in Mischung 1:3 Normensand eingeschlagen, 320 kg/qcm. (In

P = Portlandzement. H = Hochofenzement. \wedge = zunächst ansteigend, dann abfallend.

Lagerungsflüssigkeit		Mauersand 1:3		Mauersand 1:3	
		Druckfestigkeit 7 Tage—1 Jahr	Zugfestigkeit 7 Tage—1 Jahr	Druckfestigkeit 7 Tage—1 Jahr	Zugfestigkeit 7 Tage—1 Jahr
Leitungswasser	{P	181—278	22—38	63—106	9—20
	{H	189—352	25—43	100—192	12 \wedge 23
Natriumsulfat 10 0/0	{P	nach 28 Tagen	nach 28 Tagen	nach 28 Tagen	nach 28 Tagen
	{H	zertrieben	zertrieben	zertrieben	zertrieben
Chlornatrium 10 0/0	{P	165—217	22—30	55 \wedge 83	8—14
	{H	218—353	34—42	95—129	16 \wedge 23
Chlormagnesium 10 0/0	{P	148—150	21—27	57 \wedge 40	9 \wedge 14
	{H	173—320	30—41	81 \wedge 87	14 \wedge 13

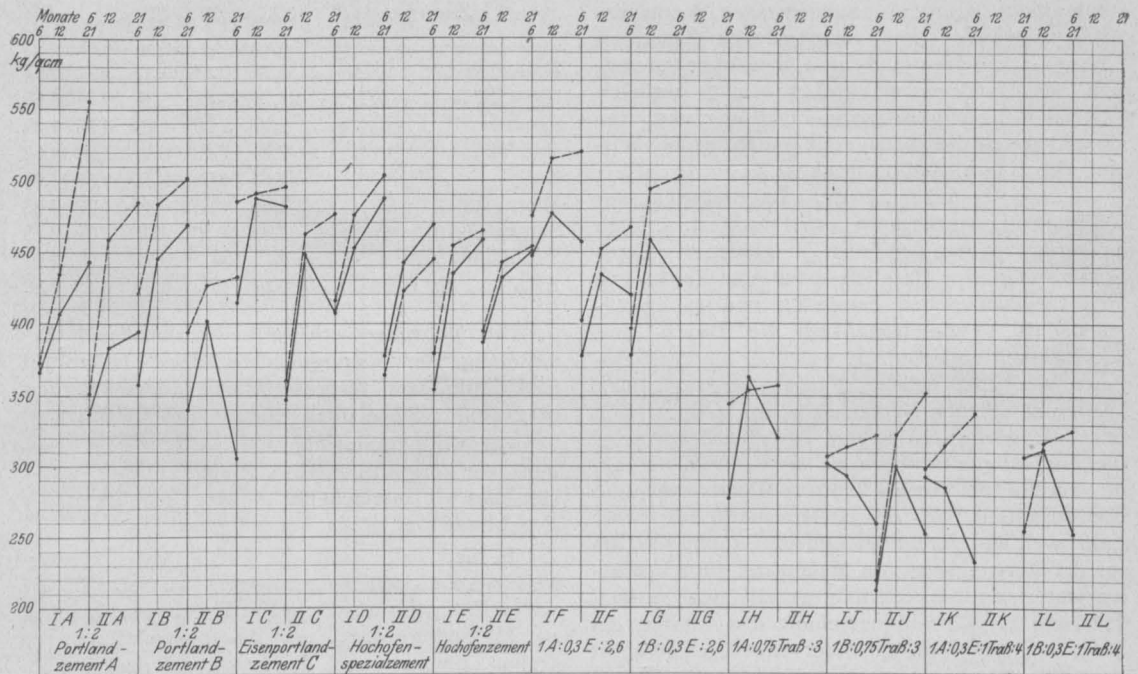


Fig. 1.

Natriumsulfatlösung [0,18 0/0] ergaben die Zemente A.—E. die Druckfestigkeiten: 303 — 294 — 389 — 397 — 356 — 456.)

Wie wesentlich verschieden sich ein Portland- und ein Hochofenzement in Natriumsulfat, Chlormagnesium und Chlornatrium verhalten, erweist die obenstehende Festigkeitstabelle.

Bevor ich auf meine schon herangezogenen CaSO_4 -Versuche näher eingehe, möchte ich einen Punkt des amtlichen Berichtes hervorheben, welcher die Einwirkung von Magnesiumsulfat betrifft; das hier gewonnene Ergebnis ist in keiner Weise geeignet, irgendwie verallgemeinert zu werden oder gar auf praktische Verhältnisse übertragen zu werden, was nach Angabe des Berichterstatters

doch der Zweck der Arbeit war; das ist schon im Hinblick auf die Versuchs-, insbesondere die Erhärtungsbedingungen ausgeschlossen. Es müßte als ganz verfehlt bezeichnet werden, von einem Portlandzement auf alle oder gar auch auf Eisenportland- und Hochofenzemente zu schließen. Es genügt diesbezüglich auf die Festigkeitstabellen in der Schrift von Dr. Passow „Hochofenzement und Portlandzement in Meerwasser und salzhaltigen Wässern“, Berlin 1913, Verlag der Tonindustrizeitung, zu verweisen.

Ich komme nun auf meine Versuche mit verschiedenen Zementen in gesättigter Gipslösung und in Leitungswasser und hebe eingangs hervor — mit Bezug auf Punkt 3 meiner Einwendungen

gegen die amtlichen Versuche —, daß der leitende Gedanke möglichstster Anschluß an praktische Verhältnisse war: Wahl von Mauersand statt Normensand, fettere Mischungen, wie man sie zur Anwendung bringen wird, wenn man weiß, daß man in angreifendem Wasser baut, und schließlich Ausschluß irgendwelcher künstlicher Erährungsbedingungen. Ferner wurde diese Serie umfangreicher ausgestaltet, weil Gipslösung ein im Moorwasser oft sehr wesentlicher Faktor ist und die Moorwasserfrage allgemeine und hierorts (Frankfurt a. M.) besondere Bedeutung hat.

Bekannt sind z. B. die von Magistratsbaurat Dr.-Ing. h. c. Scheelhaase-Frankfurt angestellten Versuche, die 1913 in Leipzig ausgestellt waren und in der „Zeitschrift des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine“ 1913 Nr. 16 veröffentlicht wurden. Scheelhaases Versuchskörper bestanden aus verschiedenen Zementen (Portland-, Eisenportland- und Schlackenzement), auch aus Normensandmörtel 1:3 und zerfielen teilweise völlig in gesättigter Gipslösung, und zwar offenbar durch die sprengende (mechanische) Wirkung des Kristallisationsdruckes.

Meine Versuche in den Laboratorien der Königl. Baugewerkschule zu Frankfurt a. Main mit verschiedenen Zementen in gesättigter Gipslösung sollen eine Parallele bzw. eine Ergänzung der Scheelhaaseschen darstellen und es ermöglichen, als Vergleichsmaßstab die Druck- und Zugfestigkeit zu benutzen, was über die Versuchsdauer von jetzt nahezu 2 Jahren zugänglich war. An den sämtlichen Versuchskörpern zeigten sich nicht die geringsten Spuren äußerer Zerstörung. Die Zugfestigkeitsergebnisse teile ich nicht mit, sie wurden bei den 6- und 12-Monatsprüfungen noch ermittelt, bei der 21-Monatsprüfung nicht mehr, weil sie Unregelmäßigkeiten aufwiesen, die auf die Verwendung von Mauersand zurückzuführen waren; es ließ sich naturgemäß nicht vermeiden, daß im Zerreißquerschnitt des öfteren ein Kohlekorn oder ein größerer Kiesel eingelagert war; dadurch wurde die Mittelbildung unsicherer als zuvor vermutet wurde.

Die Versuchsdurchführung war kurz folgende: Die 7-cm-Würfel wurden bezüglich Wasserzusatz und Stampfarbeit normenmäßig eingeschlagen. Die Zemente waren sämtlich normenbeständig.

Der Mauersand vom Raumgewicht 1,59 (in trockenem losen Zustand) hatte folgende Körnung:

Rückstand auf dem 7-mm-Sieb	0,07 l/l = 100 gr
„ „ „ 2- „ „	0,05 „ = 65 „
„ „ „ 0,4- „ „	0,59 „ = 888 „
Durchgang durch das 0,4- „ „	0,39 „ = 552 „
	1605 gr/l

Abschlembares enthält der Sand: 24 gr/l

= 0,15 Gew.-Proz., Hohlräume im trockenen Sand 39,5 Vol.-Proz.

Die verwendeten Bindemittel, nach denen in der Tafel die Serien bezeichnet sind, sind folgende:

- A. = Portlandzement,
- B. = dgl.
- C. = Eisenportlandzement,
- D. = Hochofenzement (Spezialzement),
- E. = Hochofenzement
- F. = Mischzement 1 A. + 0,3 E. (nach Raumteilen),
- G. = dgl. 1 B. + 0,3 E. „ „

die Serien H. bis L. enthalten Traßmörtel.

Die Analysen der Zemente sind folgende:

Zemente	A	B	C	D	E
Unlösliches	0,10	0,45	0,37	3,27	0,57
Kieselsäure	21,70	23,21	25,35	26,38	27,65
Eisenoxyd	2,77	2,20	1,13	0,56	1,29
Tonerde	7,24	5,40	8,58	12,66	14,62
Kalk	64,65	64,68	60,21	51,58	44,08
Magnesia	1,66	1,23	1,84	1,72	7,83
Schwefelsäureanhydrid	1,34	1,50	2,07	2,09	2,13
Sulphidschwefel	0	0	0,37	1,29	1,01
Alkalien, als Rest . .	0,54	1,33	0,08	0,45	0,82

Die Mischungsverhältnisse wurden nach Ermittlung der Raumgewichte der Bindemittel nach Raumteilen festgesetzt und durch Wägung hergestellt. (Siehe obenstehende Tabelle S. 313.)

Für Mittelbildung mußten je 3 Körper genügen; der sorgfältigen Herstellung zufolge erwies sich dies als ausreichend; die Regelmäßigkeit der Ergebnisse war völlig befriedigend.

In der Tafel sind die Leitungswasserfestigkeiten gestrichelt eingetragen. Die Serie II, die wider Erwarten abweichende Ergebnisse brachte, wurde angegliedert, um Baukonstruktionen zu treffen, die erst nach Erhärtung auf dem Bauhof (z. B. Rammpfähle) in Moorwasser gelangen.

Die Reihen II G., II H., II K., II L. mußten zufolge des Kriegausbruches entfallen.

Mischzement (F., G.) aus Portland- und Hochofenzement wurde berücksichtigt, weil bei einem hiesigen Bau in Moorgrund ein entsprechendes Bindemittel angewendet worden war. Die auf der beigegebenen Tafel niedergelegten Festigkeitsergebnisse, die nach 6, 12 und 21 Monaten gewonnen wurden, lassen folgendes erkennen:

Wird zunächst die Festigkeit im Leitungswasser ins Auge gefaßt, so fällt auf, daß die Lagerung II, soweit sie nicht fehlt, geringere Festigkeiten erbracht hat, mit Ausnahme der Reihe J., bei der die geringe Anfangsfestigkeit II besonders auffällt. Die Unterschiede der Anfangs- und

Serie	Zement bzw. Reihe	Mischungsverhältnis	Lagerung
I, II	A.	1:2	Serie I. 1 Tag feuchte Kiste, 27 Tage Leitungswasser, gesättigte, allmonatlich erneuerte Gipslösung, bis zur Prüfung. Eine Parallelserie verblieb in Leitungswasser.
	B.	1:2	
	C.	1:2	
	D.	1:2	
	E.	1:2	
	F.	1 A.:0,3 E.:2,6	Serie II. 1 Tag feuchte Kiste, 6 Tage Leitungswasser, 21 Tage Zimmerluft, dann Gipslösung wie vor. Die Parallelserie gelangte nach 28 Tagen wieder in Leitungswasser.
	G.	1 B.:0,3 E.:2,6	
	H.	1 A.:0,75 Traß:3	
	J.	1 B.:0,75 Traß:3	
	K.	1 A.:0,3 E.:1 Traß:4	
	L.	1 B.:0,3 E.:1 Traß:4	

Endfestigkeiten zwischen Lagerung I und II in Leitungswasser betragen:

Reihe	Unterschied I—II nach Monaten	
	6	21
A. Portlandzement	+ 21	+ 70
B. Portlandzement	+ 27	+ 68
C. Eisenportlandzement . . .	+ 126	+ 19
D. Hochofenspezialzement . .	+ 52	+ 58
E. Hochofenzement	— 19	+ 12
F. Mischzement A. + E. . . .	+ 73	+ 53
G. Mischzement B. + E. . . .	—	—
H. Portlandzement A. + Traß	—	—
J. Portlandzement B. + Traß	+ 88	— 29
K. Mischzement F. + Traß .	—	—
L. Mischzement G. + Traß .	—	—

lich niedriger als die Leitungswasserfestigkeiten mit Ausnahme des Hochofenspezialzementes D. bei Lagerung II. Ferner fallen diese Festigkeiten zum Teil sehr stark — zwischen 12 und 21 Monaten — ab, ausgenommen hiervon sind Portlandzement A. I, II und B. I, sowie die Hochofenzemente, bei denen die Festigkeiten in Aggressivwasser im selben Stetigkeitsgrade weiter ansteigen wie in Leitungswasser. Bis zu $\frac{1}{2}$ Jahr steigen die Festigkeiten zunächst noch sämtlich an außer bei Reihen J. I und K. I, bei denen sofortiger Abfall eintritt.

Die Endfestigkeit nach 21 Monaten der abfallenden Zemente verbleibt höher als die Anfangsfestigkeit nach 6 Monaten bei Eisenportlandzement C. (I, II), bei Mischzement F. (I, II) und G. (I), bei Traßzement H. (I), J. (II).

Bei den abfallenden Zementen betragen die Festigkeitsminderungen zwischen den Prüfaltern von 12 und 21 Monaten bei:

Die Zumischung von Hochofenzement E. zu Portlandzement hat bei

	Die Anfangsfestigkeit		Die Endfestigkeit	
	I	II	I	II
A.	erhöht	erhöht	erniedrigt	erniedrigt
B.	erniedrigt	nicht erniedrigt	—	—

Der ziemlich starke Traßzusatz hat die Festigkeit vermindert und zwar bei B. mehr als bei A. Auf die Mischzemente hat der Traß entsprechend gewirkt, indem er besonders bei B. die Anfangsfestigkeit herabgesetzt hat (Reihe K., L.), was auch für Reihe H. und Reihe J. gilt.

Was nun die Festigkeiten in Gipslösung anlangt, so sind sie zunächst im allgemeinen sämt-

	kg/qcm
B. II	97
C. I	7
C. II	41
F. I	20
F. II	13
G. I	31
H. I	43
J. I	33
J. II	48
K. I	52
L. I	59

Der stetige Anstieg der Festigkeiten der Hochofenzemente, der hervorgehoben zu werden verdient, beträgt bei:

	Leitungswasser						Gipslösung					
	Lagerung I			Lagerung II			Lagerung I			Lagerung II		
	Monate			Monate			Monate			Monate		
	6—12	12—21	6—21	6—12	12—21	6—21	6—12	12—21	6—21	6—12	12—21	6—21
D.	60	27	87	58	23	81	44	36	80	63	27	90
E.	75	10	85	47	12	59	81	24	105	44	19	63

Der obigen Darlegung, daß die Widerstandsfähigkeit gegen das durch Kristallisationsdruck wirkende CaSO_4 durch den Grad der Zugfestigkeit der Zemente gegeben sein soll, könnte damit widersprochen werden, daß bekanntlich die Portlandzemente den Hochofenzementen an Zugfestigkeit nicht nachstehen (vergl. die Artikel „Wertigkeitsdiagramme in Heft 5 dieser Zeitschrift);

wenigstens nicht bezüglich des 28tägigen Normenprüfalters. Deshalb muß auf Grund der vorliegenden Prüfergebnisse angenommen werden, daß die Hochofenzemente in höherem Alter eine erheblich stärkere Zunahme an Zugfestigkeit erfahren, so daß sie auch dem anwachsenden Kristallisationsdrucke zu widerstehen und an Druckfestigkeit zu gewinnen vermögen.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Zur Frage des hochwertigen Spezialzementes. Von Staatsbahnrat Ing. M. Spindel. Stellungnahme zu der ablehnenden Haltung des Zentraldirektors des Zementverbandes Ing. Pierus in dieser Frage. Verfasser beruft sich vornehmlich auf die nach Vorschriften der k. k. Staatsbahndirektion Innsbruck hergestellten Zemente, die bei nicht allzu beträchtlichen Mehrkosten 450 kg/cm^2 Druckfestigkeit nach 7 Tagen ergeben haben. Die Bedeutung derartiger Festigkeiten für das Bauwesen wird dargelegt und es wird mitgeteilt, daß eine Anzahl Fabriken Österreichs zur Herstellung dieses hochwertigen Zementes übergegangen sind. In Deutschland befaßt sich der Deutsche Beton-Verein zurzeit mit der vorliegenden Frage. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1916. Nr. 44.

Spezialzemente. Von Geh. Reg.-Rat Gary. Die von österreichischen Fabriken ausgehende Neigung, Spezialzemente mit höherer und vor allem schneller erreichter Festigkeit zu liefern, wird kritisiert. Fa. Gebr. Rank-München hat in der Münchener Versuchsanstalt einen solchen österreichischen Spezialzement neben normalem Portlandzement untersuchen lassen. Dabei sind nur unwesentliche Vorteile des letzteren zutage getreten. Die Ergebnisse werden sodann mit denen verglichen, die bei Zementuntersuchungen in Lichterfelde erzielt worden sind, wobei sich obige Feststellung bestätigt. Zahlenangaben, Graphikon. Tonindustrie-Zeitung 1916. Nr. 140.

Steinschlag für Betonzwecke. Von H. Teit. Hier werden kurz gefaßt für Anfänger in der Betonbaupraxis die Anforderungen wiedergegeben, die an den Steinzuschlag zu stellen sind. Tonindustrie-Zeitung 1916. Nr. 139.

Breitflanschige und parallelfanschige I-Eisen. Von Reg.-Baumeister Richard Sonntag in Berlin. Die bereits in voriger Nummer besprochene Abhandlung kommt am Schlusse zu etwa folgender Zusammenfassung: Seit der Aufstellung der deutschen Normalprofile haben sich die I-Eisen in statischer, konstruktiver und wirtschaftlicher Hinsicht dauernd vervollkommen, gegenwärtig aber einen Stand der Reife erreicht, daß entsprechende Richtlinien für breitflanschige und parallelfanschige Träger in das deutsche Normalprofilbuch aufgenommen werden dürften. Das Verhältnis von Steghöhe zu Flanschbreite bürgert sich zu 1:1,5, bei dünnstegigen Trägern zu 1:2,0 ein.

Bedauert wird, daß vollkommen parallelfanschige Profile von Normal-I-Eisen noch nicht zu haben sind. Die Sonderformen, bei denen die Parallelität nur teilweise vorhanden ist, sollten durch erstere verdrängt werden. Zeitschr. des Ver. Deutscher Ingenieure 1916. Heft 47. — s. L. 1916. S. 285.

2. Prüfung und Untersuchung.

Untersuchungen an Eisenportlandzement und Schlackensandmörteln. Über diese Arbeit wird in vorliegender Zeitschrift demnächst eingehend geschrieben werden. Stahl und Stahl 1916. Nr. 47.

II. Theorie.

Allgemeine Formeln für die Berechnung eines 2fach statisch unbestimmten Rahmens. Von Dipl.-Ing. R. Knäbel, Sterkrade (Rhl.). Betrachtet wird ein Zweigelenkrahmen mit winkelförmigem Riegel, dessen Scheitel durch eine Pendelsäule unterstützt wird. Bestimmt wird der Horizontalschub X_a und die Stützkraft der Pendelsäule X_b . Ausgehend von den allgemeinen Gleichungen:

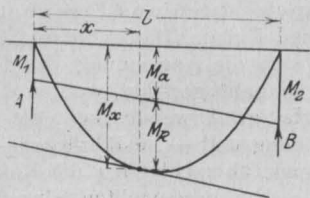
$$0 = \int \frac{M_0 M_a}{J} dx - X_a \int \frac{M_a^2}{J} dx - X_b \int \frac{M_a M_b}{J} dx$$

und

$$0 = \int \frac{M_0 M_b}{J} dx - X_a \int \frac{M_a M_b}{J} dx - X_b \int \frac{M_b^2}{J} dx$$

werden nach einer vom Verfasser in Heft 1 der Deutschen Bauzeitung 1916 vorgeführten sehr klar dargestellten Berechnungsweise die Integrale, welche die Bezeichnungen A, B, C, D und E erhalten, bestimmt. Hiernach ist die Berechnung von X_a und X_b für jeden zahlenmäßig vorgelegten Fall sofort möglich. In den Ausdrücken für A bis E kommt außer gegebenen Größen nur a , die Abszisse des Lastangriffes, vor. Berechnet man also A bis E für eine Anzahl Werte a , so kann man die Einflußlinien für X_a und X_b aufzeichnen. Durch ein Beispiel wird die Brauchbarkeit des Verfahrens gezeigt, schließlich wird der Sonderfall des Rahmens mit geradem wagerechten Riegel und Mittelstütze behandelt. Der Brückenbau 1916. Heft 22.

Rechnerische Ermittlung des maximalen Feldmoments bei kontinuierlichen und Konsolträgern. Von Ing. Adolf Hofbauer, Wien. Das Verfahren befaßt sich mit den Feldmomenten, während die Stützmomente als bekannt gelten. Verfasser denkt sich die gewöhnliche Momentenparabel des Balkens auf 2 Stützen gezeichnet, auf den Auflagerlotrechten die Stützmomente M_1 und M_2 abgetragen, die (gerade) Momentenlinie dieser gezeichnet, welche mit der Wagerechten den Winkel α bildet, und behauptet, daß das größte Feldmoment an der Stelle liegt, wo eine unter diesem Winkel α geneigte Gerade die Parabel berührt.



Einerseits gilt

$$\tan \alpha = \frac{M_2 - M_1}{l},$$

andererseits

$$\tan \alpha = \frac{d M_x}{d x},$$

$$M_x = \frac{4 M_0}{l^2} (lx - x^2).$$

Hierin sind M_0 , M_1 , M_2 und l bekannt, x wird gefunden. Damit ist die Abszisse des größten Moments gefunden. Mit x ist dann das Moment M_x zu berechnen. Hiervon wird das bei x vorhandene Stützmoment

$$M_a = M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l} x$$

abgezogen.

$$M_x - M_a = M_R.$$

Für eine Reihe von Verhältnissen

$$\frac{M_0}{M_1} = \frac{1}{8} q l^2$$

sind in einer Zahlentafel die größten Feldmomente M_R berechnet. Das Verfahren erspart das Aufzeichnen der Momentenparabel, da von dieser nur analytisch Gebrauch gemacht wird. Die Zahlentafel ist bequem zu handhaben. Beton und Eisen 1916. Heft 17/18.

Berechnung vollsymmetrischer Kuppeln. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze. Verfasser denkt sich eine Kuppel mit senkrecht stehender Achse in unendlich schmale Sektoren zerlegt, welche dann Stäbe bilden. Andererseits denkt er sich durch die Kuppel unendlich viele benachbarte wagerechte Schnitte gelegt, welche Ringe aus dieser herauschneiden. Die Stäbe erzeugen in den Ringen Ringspannungen. Die Ringe üben ihrerseits auf die Stäbe Stützkkräfte gegen deren Auseinanderstreben aus. Hiernach leuchtet ein, daß die Lösung auf Grund der in Beton und Eisen 1915 Heft 7/8 angegebenen allgemeinen Berechnungsweise für Tragwerke auf elastischer Unterlage vorgenommen werden kann. Auch formelmäßig gibt der Verfasser die Übereinstimmung des vorliegenden Falles mit dem letztgenannten. Ein durchgerechnetes Beispiel — Rippenkuppel mit 6 wagerechten Einzelringen — erläutert den Gedankengang. Der Mühlen- und Speicherbau 1916. Heft 2.

Die Durchbiegung der Rahmenträger. Von E. Elwitz. In dieser eingehenden Bearbeitung über das Pfostenfachwerk (Vierendeelträger) werden zunächst folgende Annahmen gemacht: Symmetrische Gurte, die auf ihrer ganzen Länge gleich bleiben. Gleiche Feldweiten. Knotenlasten. Hierfür wird eine Einflußlinie für die Durchbiegung abgeleitet. Sodann werden etwaige Abweichungen von obengenannten Annahmen berücksichtigt: 1. Ungleiche Gurtbildung, 2. Verschiedenheit der Einzelstäbe, 3. Verschiedenheit der Feldweiten, 4. Knotenausbildung, 5. Zwischenlasten. Zeitschrift für Bauwesen 1916. Heft 10—12.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Versuche zur Klarstellung der Wirkungsweise der Umschnürung bei Eisenbetonsäulen. Mitteilung der Grundzüge der Ansichten von C. v. Bach u. Rudeloff, welche hinsichtlich der Abstützung des Betons durch Spiralarmierung — also nicht nur Wirkung gegen Querdehnungen — entgegengesetzt sind. Die Polemik ist in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1916 S. 830 ff zum Austrag gekommen. Deutsche Bauzeitung 1916. Mitt. Nr. 22.

Säulenversuche mit exzentrischer Belastung, ausgeführt von C. Bach und O. Graf, Stuttgart. Eingehende Besprechung der in den „Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens“, Heft 166—169 veröffentlichten Versuchsergebnisse. Zahlreiche Abb. Wiedergabe tabellarischer Zusammenstellungen. Beton und Eisen 1916. Heft 17/18. — s. L. 1916, S. 189.

Die Frage der Knickung und ihre planmäßige Lösung durch den Versuch. Von Dr.-Ing. Fischmann und Dipl.-Ing. Weirich, Düsseldorf. (Mitt. aus dem Stat. Büro des Stahlwerksverbandes, A.-G., Düsseldorf.) Die längere Abhandlung betrifft nur den Eisenbau, dürfte jedoch auch den Eisenbetonfachmann wegen der allgemeinen Bedeutung der Knickfrage berühren. Verfasser kommen zu folgender Zusammenfassung: Hinsichtlich der Theorie haben in bezug auf Vollstäbe Euler, Engesser und Kármán die Knickfrage vollständig gelöst; in bezug auf gegliederte Stäbe sind die Ergebnisse von Engesser und Müller-Breslau zutreffend zu nennen. Die Versuche bedürfen noch der Ergänzung, besonders für gegliederte Stäbe. Die Arbeit liefert einen gründlichen Überblick über das in der Untersuchung der Knickfrage bisher Geleistete und gibt einen Plan für die Organisation des in dieser Frage noch Erforderlichen. Der Eisenbau 1916. Nr. 11.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Besondere Bedingungen für die Vergabung von Eisenbetonarbeiten. Von Karl Böhm-Gera. Der unter gleicher Überschrift in Beton und Eisen 1916, Heft 1, S. 14 veröffentlichte Entwurf wird durchgesprochen und durch Bemerkungen des Verfassers ergänzt. Beton u. Eisen. 1916. Heft 17/18.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Das Schwinden des Betons und sein Einfluß auf Rißbildung und Tragfähigkeit von Bauwerken aus Beton oder Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Carl Haberkalt. Der Inhalt wird vom Verfasser wie folgt angegeben: Allge-

meines über „Schwinden an der Luft“ und „Schwellen unter Wasser“ von Zement und Beton. Schwind- u. Schwellspannungen. Schwinden als Ursache von Rissen. Schw.-Zahl u. Schw.-Kurve. Versuchsergebnisse. Berechnung der Schw.-Spannungen: a) bei stat. best. Tragwerken (Sonderfälle), b) bei stat. unbestimmten Tragwerken. Primäre u. sekundäre Schw. Spannungen. Einfluß der Schw.-Spannungen auf die Sicherheit der Tragwerke. Vorschriften über die Berechnung der Schw.-Spannungen. Schlußfolgerungen. Hochwertiger Portlandzement und das Schwinden. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst. 1916. Heft 44.

Über Vergangenheit und Zukunft des Eisenbetons. Bericht über einen am 13. November d. J. von Prof. Probst im Architekten-Verein zu Berlin gehaltenen Vortrag. Dieser befaßt sich insbesondere mit den Perkuhnschen Untersuchungen auf Rissebildung und mit den Verhütungsmitteln gegen letztere. Er macht die Ausführung, nicht den Verbundkörper als solchen für die Rissebildung verantwortlich. Sodann wird die Frage Gußbeton—Stampfbeton? berührt und dem Gußbeton i. a. der Vorzug gegeben. Deutsche Bauzeitung. 1916. Mitteil. Nr. 22. — s. L. 1916 S. 286.

Frühbeetfenster aus Eisenbeton. H. Teit. Zweck, Vorteile, Herstellungsweise derartiger Fenster, die, unter Zuhilfenahme einer metallischen Gießform, aus flüssiger Betonmasse — mit Bims Kieszusatz — um ein Drahtgeflecht herum gegossen werden, wird kurz mitgeteilt. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 130.

Kunststeinherstellung. Von H. Petersen. Da durch den Krieg auch der Zement sehr im Preise gestiegen ist, wird angeregt, Treppenstufen und Fensterbänke sowie sonstige Werkstücke, die man bisher ausschließlich aus Beton hergestellt hat, im Inneren aus einem Kern von Hohl- oder gewöhnlichen Ziegeln zu bilden und nach außen Stampfbeton zu verwenden. Bei Treppenstufen müßten in der Betonschicht Eisen einlagen angeordnet werden. — Die gegenwärtigen hohen Ziegelpreise dürften aber die Ersparnis ziemlich beschränken. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 138.

2. Ausführungen im Hochbau.

Schuppenbauten aus Eisenbeton. Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne (Diedenhofen). Für Kreise, bei denen sich die Anwendung des Eisenbetons noch nicht eingebürgert hat, werden die Vorzüge, die mannigfaltige Anwendbarkeit, die Grundzüge der Berechnung und — ausführlicher — die Herstellung sowie überschlägliche Kosten einiger einfacher, in Abb. dargestellten Eisenbetonschuppen dargelegt. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 131.

3. Ausführungen im Brückenbau.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Neuere Uferbefestigungen in Beton und Eisenbeton und ihre Herstellungskosten. Von J. Polivka, Zürich. Nach Besprechung der Baustofffrage werden einige Ausführungen, die eine eigenartige Anwendung, insbesondere des Eisenbetons für Uferschutzwerke, zeigen, vorgeführt. Eine Tafel und zahlreiche Abb. sind beigegeben, die Herstellungskosten sind unter Anwendung von Taylors Grundsätzen ins einzelne gehend abgeleitet. Besprochen sind bisher die Uferschutzanlagen am Iserflusse in Böhmen und am Schifahrtskanal Charleroi—Brüssel (wird fortgesetzt). Beton u. Eisen. 1916. Heft 17/18.

Neubau der Kaiser - Franz - Joseph - Brücke über die Donau in Wien. Baubericht mit Ende 1915, mitgeteilt von der Baudirektion der n.-ö. Donauregulierungskommission. U. a. Beschreibung der Gründung mit Eisenbetonkissons. Diese hatten bis $5,2 \times 10,4$ m² Grundfläche. Bei größeren Abmessungen wurden eiserne verwendet. Österr. Wochenschr. f. d. öftl. Baudienst. 1916. Heft 44.

De betonpalen volgens het system De Waal en de toepassing er van tot het maken van fundeeringen onder water. Von F. Muller. Beschreibung dieser Betonpfahlgründungsweise. In hölzernen Formen werden hohle, spiralbewehrte Eisenbetonpfähle mit einer unten durch Abschrägung gebildeten kreisförmigen Schneide hergestellt. Die Innenseite ist mit Eisenblech ausgekleidet. Die Pfähle werden eingerammt, u. U. unter Anwendung von Spülverfahren. Sodann wird der Erdkern im Inneren des Pfahles beseitigt und es werden blecherne Kegel, die mit

weichem Beton gefüllt sind, im Inneren des Pfahles in den Sandboden hineingerammt. Verfasser macht hierzu Verbesserungsvorschläge. Er gibt dem Hohlpfahle eine flacheiserne Schneide und will, um die Durchstoßung der tragenden Sandschicht mittels der Blechkegel zu vermeiden, den Pfahl unten einfach durch eingestampften Beton verkorken. De Ingenieur. 1916. Nr. 43.

Hohler Eisenbeton - Staudamm mit selbsttätigem Überfall-Klappenwehr. Von O. Sommer, Zürich. Dieser befindet sich im Zuge eines im übrigen als Erddamm hergestellten Stauwerkes der Gemeinde Rena bei Røros, östl. Norwegen. Höhe 11 m. Mit Abb. und Schnitten, jedoch ohne statische Angaben. Darstellung der Betriebsweise. Zeitschr. d. Vereins Deutsch. Ing. 1916. Nr. 47.

Die Unterdrückung der Panke unter der städtischen Nord-Süd-Schnellbahn zu Berlin. Die Verhältnisse der verwickelten Baustelle werden dargelegt, die gewählte Bauweise wird begründet. Der Dücker besteht aus einer kleinen und zwei großen Öffnungen, die nacheinander in Wirksamkeit treten. Baustoff Eisenbeton, statische Beschreibung, die angedeutet wird, als dreifach gekuppelter Steifrahmen. Deutsche Bauzeitung. 1916. Mitteil. Nr. 22.

VI. Allgemeine Fragen.

Rostschutz eiserner Brücken und eiserner Hochbauten. Von Schaper, Stettin. Eingehende Darlegung der Rostfrage und der Schutzmittel, insbesondere auch von Rauch- und Gasabzugsöffnungen. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1916. Nr. 89.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Vereinigung beeidigter Sachverständiger der Provinz Brandenburg e. V.

Auf der am 26. IX. 1916 in Berlin abgehaltenen 7. Hauptversammlung der Vereinigung beeidigter Sachverständiger der Provinz Brandenburg e. V. hielt der Schriftführer, Beratender Ingenieur V. B. I. Kurt Perlewitz einen längeren Vortrag über die Handhabung der neuen Gebührenordnung für Zeugen und Sachverständige seitens der Gerichte und wies darauf hin, daß die Auslegung eine sehr verschiedene sei. Besonders gibt die Handhabung des § 3 Abs. 2 (schwierige Sachprüfung) und des § 4 Abs. 1 (Bewilligung des „üblichen Preises“) häufig zu Beschwerden Anlaß. So werden z. B. die „Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure“ bzw. deren Stundensätze von 20 bzw. 5 M. von manchen Gerichten noch immer nicht als „üblicher Preis“ anerkannt, obwohl diese Sätze

seit 28 Jahren bestehen und heute von 60 000 Mitgliedern zahlreicher technischer Vereine und Verbände als Norm anerkannt sind, die nicht nur von Sachverständigen im privaten Verkehr gefordert, sondern auch von Firmen, welche sachverständige Beratung in Anspruch nehmen, an Sachverständige bezahlt wird. Diese ablehnende Haltung der Gerichte ist um so weniger zu verstehen, als der Justiz-Ministerialerlaß vom 24. XI. 1915 als „üblichen Preis“ ausdrücklich diejenige Vergütung bezeichnete, die der Sachverständige für seine Leistung außerhalb eines gerichtlichen Verfahrens im freien Verkehr beanspruchen könnte.

Der Vortragende gab zu den einzelnen Streitpunkten Winke für zweckmäßige Formen der Begründungen von Forderungen und Beschwerden, die sich in der Praxis bereits bewährt haben, und führte eine Reihe wichtiger Entscheidungen höherer Instanzen an, auf welche sich Sachverständige berufen können.

Zum Teil tragen die Sachverständigen selbst Schuld an der ungleichmäßigen Behandlung der Gebührenrechnungen durch die Gerichte, da viele in Unkenntnis ihrer rechtlichen Ansprüche zu geringe Sätze fordern und dadurch bei den Gerichten den Anschein erwecken, als seien diese niedrigen Sätze im privaten Verkehr die Norm und die höheren Sätze (5 M. pro Stunde) Ausnahmepreise. Hier macht sich der fehlende Zusammenschluß aller beeidigten Sachverständigen zur Wahrung ihrer Interessen schwer fühlbar.

Zum Schlusse wurde darauf hingewiesen, daß die Vereinigung beeidigter Sachverständiger und der Verband Deutscher Gutachterkammern (Geschäftsstelle Berlin-Friedenau, Canovastr. 4) Material in Sachen der Gebührenordnung sammeln, Sachverständigen kostenlos mit Auskünften und Ratschlägen dienen und die Interessen der Sachverständigen gegenüber den Justizbehörden vertreten. Im übrigen weist die Geschäftsstelle Privaten und Behörden Sachverständige aller Fachgebiete aus allen Teilen Deutschlands kostenlos nach.

Irreführende falsche Angaben in einem Bewerbungsschreiben ermächtigen zur fristlosen Kündigung des Anstellungsvertrages.

Urteil des Kaufmannsgerichts Offenbach a. M.
vom 18. Mai 1915.

Ein Geschäftsmann in Offenbach hatte im Jahre 1915 in einer Frankfurter Zeitung durch Annonce einen Herrn gesucht, der den zum Militär einberufenen Chef vertreten sollte. Es ging darauf u. a. ein Bewerbungsschreiben eines Handlungsgehilfen ein, in dem dieser behauptet, seit dem 30. September 1912 als Bücherrevisor und Organisator selbständig gearbeitet zu haben; dabei hatte er verschwiegen, daß er vom 21. September 1914 bis 31. Januar 1915 bei einer Mannheimer und kurz vor seiner Bewerbung bei einer Mainzer Firma als Handlungsgehilfe tätig war. Endlich hatte er in den Zeugnisabschriften die Daten in unrichtiger Weise wiedergegeben, sodaß ein falsches Bild über seine bisherige Tätigkeit zustande kam. Er erhielt die Stelle, wurde aber nach Verlauf von 6 Tagen, nachdem die Unwahrheit seiner Angaben sich herausgestellt hatte, kündigungslös entlassen. Er klagte beim Kaufmannsgericht Offenbach auf Innehaltung der Probezeit und Zahlung des Gehaltes für den Monat Mai. Das Kaufmannsgericht erklärte den Anstellungsvertrag für null und nichtig aus folgenden Gründen:

Die Anfechtung wegen arglistiger Täuschung ist wirksam (§ 123 BGB.) Die Beklagte erblickt diese Täuschung darin, daß der Kläger seine Betätigung in den 2 Jahren 1914 und 1915 falsch dargestellt und im besonderen verschwiegen habe, daß er zwei Stellen als Handlungsgehilfe bekleidet hatte und nicht ausschließlich als selbständiger Kaufmann tätig war. Das Gericht sieht in dem Verhalten des Klägers allerdings eine arglistige Täuschung. Der Kläger wußte, daß er zur Stellvertretung des Chefs angenommen worden, daß er also einen Vertrauensposten ausfüllen sollte. Die anständige Verkehrssitte verlangt in einem solchen Falle, daß der Bewerber über seine bisherige Tätigkeit dem Prinzipal die reine Wahrheit sagt und ihm die Möglichkeit zur Erkundigung nicht abschneidet, indem er innegehabte Stellen als

Handlungsgehilfe verschweigt. Durch die Angabe, er sei seit 1912 selbständig gewesen, durch das Nichtvorlegen der Zeugnisse, die er in Mannheim und Mainz erhalten hatte, hat der Kläger die Beklagte in den Irrtum versetzt, daß er tatsächlich zuletzt nicht mehr als kaufmännischer Angestellter tätig gewesen sei. Wenn er die Wahrheit gesagt hätte, so hätte die Beklagte die betreffenden Zeugnisse verlangt, nötigenfalls auch Auskünfte eingeholt, um sicher zu wissen, ob nicht wichtige Gründe gegen den Abschluß des Dienstvertrages sprachen.

Tatsächlich hat nun aber der Kläger vom 1. bis 6. Mai 1915 im Geschäft der Beklagten kaufmännische Dienste geleistet. Die Beklagte hat anerkannt, dem Kläger hierfür 36 Mark zu schulden. Das Gericht ist indessen nicht in der Lage, über diesen Anspruch zu entscheiden, da unter den Parteien kein wirksamer Dienstvertrag bestanden hat, also auch kein Dienstverhältnis im Sinne des § 1 des Gesetzes betr. die Kaufmannsgerichte. (Vergl. Gewerbe- und Kaufmannsgericht, Jahrg. 1915 Spalte 42). Sk.

Annullierung eines Kaufvertrages, weil der deutsche Käufer nicht in belgischem Gelde zahlen konnte.

Urteil des Hanseatischen Oberlandesgerichts vom
30. Oktober 1915.

Mitte Oktober kaufte die Firma M. in Aachen von der Firma B. & M. in Bremen 14 Posten Ware. B. & M. lieferten aber nicht, M. deckte sich anderweit ein und verlangte dann im Klagewege von B. & M. Erstattung der Mehrkosten. Der Beklagte beantragte Abweisung der Klage, weil er die am 10. Oktober bei H. in Belgien gekaufte Ware nicht habe erlangen können, da dieser auf vertragsmäßiger Bezahlung in belgischer Währung bestanden habe und solche trotz vieler angewandter Mühe bis zum 24. Oktober, als dem Fälligkeitstage, nicht zu beschaffen gewesen sei, weshalb H. am 28. Oktober den Vertrag annulliert habe. Das Landgericht Bremen erkannte nach dem Klageantrage. Das Hanseatische Oberlandesgericht in Hamburg wies die Berufung des Beklagten zurück. Aus der Begründung:

Indem der Beklagte „netto Kassa gegen Faktura“, also zu sofortiger Lieferung, die Ware verkaufte, über die er zur Zeit dieses Verkaufs das Recht zur Verfügung noch nicht besaß, handelte er unter dem Risiko, daß er, wenn es ihm nicht gelang, sich die Verfügung über die gekaufte Ware rechtzeitig zu verschaffen, seinem Käufer haften mußte. BGB. §§ 440 und 326. Er hat die Verfügung über die von ihm verkaufte Ware nicht erlangt und deshalb die Lieferung an die Klägerin, die ihrerseits prompt gegen die ihr übersandte Faktura bezahlt hatte, nicht bewirken können. Er glaubt bei diesem Sachverhalt, indem er Beweis dafür anbietet, daß es unmöglich gewesen sei, nach dem 14. Oktober noch 70 000 Francs in belgischem Gelde aufzutreiben und niemand dies habe voraussehen können, behaupten zu dürfen, daß ihm die Lieferung durch einen erst nach dem Abschluß des Verkaufs an die Klägerin eingetretenen Umstand, den er nicht zu vertreten habe, unmöglich geworden und er deshalb nach BGB. § 275 von der Verpflichtung zur Leistung frei geworden sei. Diese Auffassung ist rechtsirrig, weil der Tatbestand des § 275 nicht vorliegt.

Der Beklagte greift darin fehl, daß er meint, in seinem Rechtsverhältnis zur Klägerin sich auf die Erfolglosigkeit seiner Bemühungen zur Beschaffung des für die Bezahlung der fünf von ihm in Verviers gekauften Partien Ware erforderlichen belgischen Geldes berufen zu können. In seinem Rechtsverhältnis zur Klägerin handelte es sich nicht um die fünf Partien im Gesamtwerte von über 70 000 Francs. Und es handelte sich zwischen ihm und der Klägerin nicht um die Beschaffung belgischen Geldes. Alles dies ging nur sein

Rechtsverhältnis zu H. in Verviers an und betraf nur den Erwerb der Ware für den Beklagten. Was für die Nichterfüllung seines Vertrages mit der Klägerin von rechtlichem Belang war, erschöpfte sich in der Tatsache, daß dem Beklagten, als er sich die von ihm gekaufte Ware von der Klägerin bezahlen ließ, das Recht, über die von ihm selbst noch nicht erworbene Ware zu verfügen, noch immer fehlte. Dieser Umstand war aber weder ein erst nach der Entstehung des Schuldverhältnisses — will sagen: nach dem Abschluß des Vertrages mit der Klägerin — eingetretener, da er bereits beim Abschluß bestand; noch war es ein Umstand, von dem der Beklagte behaupten darf, daß er ihn der Klägerin gegenüber nicht zu vertreten hatte. Wer sich als Verkäufer zur Lieferung des Verkaufes verpflichtet, übernimmt mit dieser Verpflichtung die ohne weiteres als selbstverständlich darin eingeschlossene Haftung dafür, daß er das, was er verkauft, auch zu liefern in der Lage sei und nicht durch das Recht eines anderen daran gehindert werde. Gelingt der Erwerb ihm nicht und kann er deshalb nicht liefern, so kann er sich nicht von seiner Haftung mit dem Nachweis befreien, daß er sich in seiner Annahme, er werde den Erwerb sicher erlangen, keiner Fahrlässigkeit schuldig gemacht habe. (Aktenzeichen Bf. II. 88/15). Sk.

Haftung des Industriellen für die Folgen des Unfalles eines Besichtigers seiner Anlage.

(Entscheidung des Reichsgerichts vom 28. Oktober 1915.)

Bei der Besichtigung eines Bergwerkes durch einen Verein kam einer der Besucher dadurch zu Tode, daß derjenige, welcher die Besucher herumführte, mit seiner Fackel einer Kiste mit Sprengstoff zu nahe kam, wodurch diese zur Explosion gelangte. Die Witwe des Getöteten verlangte von dem Industriellen Schadensersatz, indessen wandte dieser ein, es würde eine Überspannung der von ihm zu fordernden Sorgfaltspflicht bedeuten, wenn er zum Ersatze des Schadens herangezogen würde, der im vorliegenden Falle entstanden sei, da er unmöglich daran denken konnte, daß ein Unfall der fraglichen Art entstehen könnte.

Indessen hat das Reichsgericht dahin erkannt, daß der Beklagte zum Ersatze des Schadens verpflichtet sei. Es wäre Pflicht des Unternehmers gewesen, strenge Anweisungen zu geben, daß die Standorte der Sprengstoffkisten mit brennenden Fackeln oder sonst mit offenem Lichte nicht betreten würden, oder er hätte dafür sorgen müssen, daß die Sprengstoffe in hermetisch verschlossenen Metallkisten aufbewahrt wurden. Beides ist nicht geschehen. — Werden betriebsfremde Personen in gefährlichen Anlagen zu ihrer Belehrung zugelassen, so ist bei der Führung, zu der sie sich ganz in die Hand des Führers geben, für ihre körperliche Sicherheit angemessene Sorge zu tragen. Daß dabei eine mitgeführte Fackel nicht in die Nähe von Sprengstoffen gebracht werden darf, bedeutet keine Überspannung der an den Unternehmer zu stellenden Anforderungen. Freilich ist zuzugeben, daß die Achtsamkeit, deren Vernachlässigung zu dem Unfall geführt hat, eigentlich selbstverständlich war; das entthob aber den Industriellen nicht der Verpflichtung, die fehlenden Anordnungen zu treffen, zumal derartige fremde Besuche gar nicht so selten vorkamen.

Die Schadensersatzklage war sonach begründet. (Reichsger. VI. 216/15.) R.

Zahlungsverbot gegen England. „Mittelbare“ Zahlung.

Bekanntlich verbietet § 1 der Bundesratsverordnung betreffend Zahlungsverbot gegen England vom 11. September 1914 jede unmittelbare und mittelbare Leistung von Zahlungen nach England. Darüber, was unter „mittelbarer“ Leistung zu verstehen sei, herrscht noch vielfach Unklarheit. Nach einer jüngst ergangenen grund-

legenden Entscheidung des Hanseatischen Oberlandesgerichts in Hamburg liegt eine „mittelbare“ Zahlung, nach England dann vor, wenn entweder die Zahlung über eine im neutralen Ausland ansässige Person geht oder von dem in Deutschland ansässigen Agenten unmittelbar oder über das neutrale Ausland nach England weitergeleitet wird. Eine Zahlung an den inländischen Agenten kann danach als strafbarer Versuch eines nach §§ 1 und 6 der Verordnung zu bestrafenden Vergehens oder als strafbare Teilnahme (Beihilfe oder Anstiftung) an einem solchen aufzufassen sein, wozu es genügt, daß der Zahlende die Möglichkeit, daß die Zahlung während der Geltungszeit des Zahlungsverbotes nach England weitergeht, in seinen Willen mit aufnimmt; sie muß aber nicht unter allen Umständen grundsätzlich so aufgefaßt werden. Damit Zahlungen an den Agenten unter das Verbot fallen, muß für den Zahlenden Grund zu der Annahme vorliegen, daß der Agent die Zahlung in verbotener Weise weiter leiten werde. Eine gewisse Vermutung für solche Annahme mag in der Regel gerechtfertigt sein, bedarf aber im Streitfalle der Feststellung unter eingehender Prüfung der Verhältnisse. Der stark ausgeprägte, präventiv-polizeiliche Charakter des Verbotes geht nicht soweit, daß für eine solche Behandlung eines bestimmten Falles keif Raum wäre. Sk.

Beschlagnahme von Schiffen befreit nach Ansicht des Hanseatischen Oberlandesgerichts den Verkäufer nicht von der Lieferungspflicht nach dem Kriege.

(Urteil des Hanseatischen Oberlandesgerichts vom 13. Januar 1916.)

Die Firma B. in Hamburg hatte durch Verträge vom 23. März und 26. Mai 1914 von der Firma Schn. ebendort Ware gekauft. Vor Ausbruch des Krieges kam die Ware noch zur Verschiffung; während der auf den Dampfern „Preußen“ und „Goldenfels“ verfrachtete Teil im neutralen Hafen liegt, wurde eine auf einem englischen Schiff befindliche Partie beschlagnahmt. Angesichts dieser Umstände glaubte sich die Firma Schn., nachdem die Firma B. die Abnahme der Dokumente verweigert hatte, da ja die Schiffe noch nicht auf der Elbe angelangt seien, zum Rücktritt vom Verträge berechtigt. Die Firma B. erhob Klage auf Feststellung, daß der Vertrag bestehen bleibe, und erzielte vor dem Landgericht und dem Hanseatischen Oberlandesgericht in Hamburg einen vollen Erfolg. Das Oberlandesgericht begründete seine Stellungnahme wie folgt:

Die Weigerung der Klägerin, die ihr angedienten Papiere aufzunehmen, war berechtigt und der auf die Weigerung gegründete Rücktritt der Beklagten unberechtigt, falls zurzeit die Möglichkeit nicht ausgeschlossen ist, daß die verkauften Waren nach Beseitigung des Kriegshindernisses ihren Bestimmungsort erreichen. Eine solche Möglichkeit, ja sogar Wahrscheinlichkeit besteht nun jedenfalls bezüglich der in die Dampfer „Preußen“ und „Goldenfels“ verladenen Ware, da beide Schiffe in einem neutralen Hafen liegen. Die gleiche Möglichkeit ist aber auch hinsichtlich der in England beschlagnahmten Ware nicht ausgeschlossen. Die von der Beklagten beigebrachte Anlage gibt über das Schicksal dieser Partie keine brauchbare Auskunft. Zu einer Feststellung, daß die Engländer feindliche Ware grundsätzlich für eigene Zwecke enteignen oder sonstige behalten, insbesondere wenn es sich um vor Kriegsausbruch abgeladene Ware handelt, fehlt es an ausreichenden Grundlagen. Es muß daher auch mit der Möglichkeit eines späteren Eintreffens der beschlagnahmten Ware gerechnet werden.

Die Kaufverträge berechtigen die Beklagte zum Rücktritt, falls ihre Ausführung durch Krieg verhindert wird. Eine solche Verbinderung der Vertragsausführung vermag das Berufungsgericht nicht als gegeben anzuerkennen. Die verkauften Waren sind unstreitig vor Kriegsausbruch abge-

laden worden. Die betreffenden Schiffe haben ihre Reise angetreten gehabt. Die zugehörigen Papiere sind der Klägerin von der Beklagten angedient worden. Damit bestand auf seiten der Beklagten volle Erfüllungsbereitschaft. Der Umstand, daß für die in den Dampfer „Preußen“ verladene Partie nur ein Konnossement in Händen der Beklagten war, hinderte ihre Leistung nicht. Der Schiffer ist gemäß § 645 HGB. verpflichtet, im Lösschhafen dem legitimierten Inhaber auch nur eines Exemplars des Konnossements die Güter auszuliefern. Auch hat die Klägerin das Fehlen der übrigen Konnossemente garnicht beanstandet. Daß andererseits die Klägerin durch den Krieg an der Ausführung des Vertrages ver-

hindert wird, kann nicht anerkannt werden. Der Krieg hat nicht die Ausführung der Verträge verhindert, sondern nur die Leistung des Käufers über das übliche Maß hinausgeschoben. Durch die Vertragsbestimmung: „Kassa gegen Dokumente bei Ankunft des Dampfers auf der Elbe“ hatte sich die Beklagte bereits der Gefahr einer Verzögerung der Ausführung des Vertrages und der damit verbundenen Hinausschiebung des Zahlungstermins unterworfen. Trat nun diese Gefahr infolge des Krieges ein oder wurde sie durch ihn zum Nachteil der Beklagten vergrößert, so liegt darum noch immer keine Verhinderung der Vertragsausführung vor. (Aktenzeichen: Bf. VI. 240/15.) Sk.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Rationelle Berechnung und Formgebung von Dreigelenk-Brückenbogen aus Beton. Mit einem Beispiele: Berechnung der Kocher-Brücke bei Ottendorf in Württemberg. Von Bauinspektor Dr.-Ing. W. Frank. Stuttgart 1916. Verlag von Konrad Wittwer. Preis 2,00 M.

Die vorliegende Schrift befaßt sich zunächst mit der Drucklinie des Dreigelenkgewölbes und seiner Beanspruchung durch Eigengewicht — dem bekanntgraphischen Verfahren, und Berechnung der Ordinaten der Drucklinie für Eigengewicht, letzteres bei gleich hohen Kämpferpunkten und deren verschiedener Höhenlage. In gleicher Weise wird dann weiterhin der Einfluß der Verkehrslast verfolgt. Allen diesen Betrachtungen liegt ein Gewölbe zugrunde, dessen Achse mit der Drucklinie für Eigengewicht zusammenfällt. Will man nun, was aber nicht notwendig erscheint, jegliche Zugspannung im Bogen ausschließen, so ist u. U. im Hinblick auf die Biegungsspannungen aus der Verkehrslast eine Korrektur der Bogenachse erforderlich. Mit entsprechenden Darlegungen beschäftigt sich demgemäß die Abhandlung weiterhin. Anschließend hieran wird auf die Konstruktion der Bogenachse und der Leibungen als parabolischer Korbbogen eingegangen. Endlich folgt ein kurzer Abschnitt über die Berechnung der Widerlager, an den sich dann das oben bereits genannte, ausführliche Zahlenbeispiel anschließt.

Will man die Zugspannung im Gewölbe vollkommen ausschließen, also auch nicht einmal Zugspannungen bis zu 2,0 kg/qcm bei einer alsdann immer noch vorhandenen etwa 5fachen Sicherheit, zulassen, so wird man von der Frank-Rechnungsmethode mit Vorteil Gebrauch machen können. Sie schließt auch die Möglichkeit ein, daß die Bogenachse auf Grund weniger zahlenmäßig festgelegter Punkte auf dem Reißboden unmittelbar festgestellt werden kann. M. F.

Beitrag zur Berechnung rechteckiger Silozellen in Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Alfred Ritter. Mit 62 Textfig. Stuttgart 1916. Verlag von Konrad Wittwer. Preis 5,00 M.

Das Werk ist ein wertvoller Beitrag zur Berechnung rechteckiger Silozellen in Eisenbeton. An allgemeine Betrachtungen, grundlegende Voraussetzungen und Voruntersuchungen schließt sich an die Behandlung der einseitigen Zellsysteme, der zweiseitigen und der unendlich großen Zellsysteme. Weiter wird behandelt der Einfluß der Normalkräfte auf die Zellsysteme, die Einwirkung eines veränderlichen Trägheitsmomentes und der Temperatur (gleichmäßige und ungleichmäßige Erwärmung der Außenwand).

Das alle einschlägigen Fragen ausführlich und klar behandelnde, auch an Ausführungsbeispielen reiche Werk kann bestens empfohlen werden. Es gehört fraglos zu

den besten Bearbeitungen, die es gibt, die sich mit der Berechnung rechteckiger Silozellen befassen. M. F.

Wirtschaftlichkeit technischer Entwürfe. Von Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch in Stuttgart. Stuttgart 1916. Verlag von Konrad Wittwer. Preis 5,20 M.

Die Veröffentlichung ist dem Bedürfnisse entsprungen, die bei technischen Entwürfen gebrauchten wirtschaftlichen Rechnungsverfahren in eine für den Ingenieur unmittelbar verwendbare bequeme Form zu bringen. Abschnitt I behandelt Tilgung, Nutzungsdauer, Verkaufswert, Heimfall und Gesamtjahreskosten technischer Anlagen; Abschnitt II deren Wertermittlung; Abschnitt III—VI den Zeitraum, der beim ersten Ausbau technischer Anlagen zu berücksichtigen ist; Abschnitt VII endlich bringt die Lösung einer Anzahl einschlägiger Aufgaben. Das Weyrauchsche Werk ist ein außerordentlich verdienstvolles Unternehmen, da nicht verkannt werden darf, daß einerseits die wirtschaftliche Prüfung die technische Zuverlässigkeit des Entwurfes erhöht, und andererseits der gesteigerte Wettbewerb auch bei einfachen technischen Maßnahmen eine volle Beachtung der wirtschaftlichen Gesichtspunkte erfordert.

Das unter diesen Gesichtspunkten verfaßte, sehr übersichtliche Werk wird sich deshalb auch in der Praxis die seinem inneren Wert und seiner wirtschaftlichen Bedeutung zukommende Stellung erobern! M. F.

Georg Wegener, Der Wall von Eisen und Feuer. (Ein Jahr an der Westfront.) Leipzig, F. A. Brockhaus. 1915. 192 Seiten. Preis 1 M.

„Der Wall von Eisen und Feuer.“ — Der Verfasser des so betitelten, bei Brockhaus erschienenen Buches, Professor Dr. Georg Wegener, ist als Geograph und Forschungsreisender, als Schriftsteller und Vortragender dem deutschen Publikum längst vorteilhaft bekannt. Seit Beginn des Weltkrieges weilt er im Hauptquartier des Westens, und seine Erlebnisse und Eindrücke an der Front vom Meer bis zu den Vogesen faßt er in einem Buche zusammen, das als ein ernstes und künstlerisch vollendetes Denkmal deutschen Heldentums bei allen Lesern im Feld und daheim einer freundlichen Aufnahme gewiß sein darf. In wuchtigem Stil zeichnet Wegener scharf umrissene Bilder all der Stätten und Ereignisse, deren Namen allbekannt: Lorettohöhe, Champagne, Ypern, Souchez, Argonnen, Antwerpen usw. Aus dem Vergänglichem der Tageseindrücke formte sich ein Werk von dauerndem Wert, das über die Kriegszeit hinaus durch seine literarischen Vorzüge seinen Platz behaupten und allen vaterländisch Gesinnten noch lange eine Quelle der Erhebung sein wird. Der billige Preis von 1 Mark für fast 200 Seiten Text und die reizvolle bildliche Ausstattung werden ihm obendrein die denkbar weiteste Verbreitung sichern; und die verdient sein innerer Wert!

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: M. Foerster, Dresden-Blasewitz. — Verlag von Julius Springer in Berlin W